



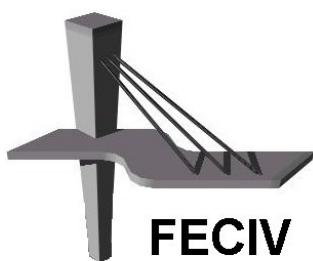
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**AVALIAÇÃO DA MEDIDA DE TENACIDADE DO
CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

MOHAMMED ADEL ARIF

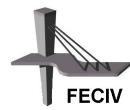
UBERLÂNDIA, Junho DE 2014



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



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



Mohammed Adel Arif

AVALIAÇÃO DA MEDIDA DE TENACIDADE DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

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

Orientador: Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos

Uberlândia, 2014



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

ATA Nº: 128/2014

CANDIDATO: Mohammed Adel Arif

ORIENTADOR: Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

TÍTULO: "Avaliação da medida de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

DATA DA DEFESA: 09 de junho de 2014

LOCAL: Sala de Projeção Prof. Celso Franco de Gouvêa

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 9h05 - 11h05

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que o candidato foi:

() APROVADO

() REPROVADO

OBS:

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

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

Membro externo: **Prof. Dr. Rafael Alves de Souza – DEC/UEM**

Membro: **Prof. Dr. Turibio José da Silva – FECIV/UFU**

Uberlândia, 09 de Junho de 2014.

ARIF, M. A. Avaliação da medida de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2014.

RESUMO

No concreto, a fissuração poder ocorrer devido à combinação das tensões residuais em razão da cura ou hidratação, efeitos de fluênciа, retração e efeito da temperatura. O objetivo de incorporar as fibras de aço ao concreto é controlar a microfissuração durante o carregamento e também melhorar as propriedades mecânicas e de resistências residuais ao fraturamento. A tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) é uma propriedade fundamental para controle de fissuração e é determinada com o ensaio de tenacidade à flexão de vigas prismáticas. As vantagens de se utilizar o CRFA na construção civil são: maior resistência à cavitação, melhoria da resistência ao impacto e ao choque térmico e aumento da ductilidade por atrasar a propagação da fissura nos elementos estruturais do concreto submetido à tração ou à tração na flexão. Este estudo analisa os resultados da tenacidade do CRFA, obtidos experimentalmente em corpos de prova prismáticos conforme as recomendações internacionais da ASTM C1609 (2010), EN 14651 (2007) e JSCE-SF4 (1984). Em segundo momento buscou-se avaliar a influência da resistência à compressão e o teor de fibra neste comportamento. O programa experimental consistiu em duas matrizes com f_{ck} de 30 MPa e 40 MPa e duas dosagens de fibras correspondente a 60 kg/m³ e 30 kg/m³ (0,77% e 0,38% em volume), formando quatro compósitos. Foram moldados 64 corpos de prova prismáticos para avaliar a medida de tenacidade e 132 corpos de prova cilíndricos para caracterizar o CRFA através dos ensaios de compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral. Em relação aos métodos de ensaio, os resultados indicam que o aumento de tenacidade do CRFA foi maior quando se aumentou o teor de fibra no compósito, se comparado à alteração na resistência à compressão. O método EN 14651, que utiliza corpos de prova com entalhe, é um método interessante para determinação da tenacidade de concreto reforçado com fibras de aço, pois

o método obteve menor coeficiente de variação dos valores de tenacidade e a fissura sempre se propaga no plano do entalhe.

Palavras-chave: Compósito. Fibras de Aço. CRFA. Tenacidade.

ARIF, M. A. Evaluation of toughness measurement on steel fibre reinforced concrete. 156 pp. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2014.

ABSTRACT

In the concrete might occur cracks, due to the combination of residual stresses, cure or hydration, fluency effects, retraction and temperature effect. The objective of incorporating steel fibers to concrete is to control the micro-cracking during application of loads and also improve the mechanical and residual resistance to fracturing properties. The toughness of steel fiber reinforced concrete is a fundamental property to control cracking and is determinated by flexural bending test of prismatic beams. The advantages to use SFRC in the civil construction are: better cavitation resistance, improves the strength impact plus the shock thermal and increase the ductility by delaying the crack propagation in the concrete structural elements that is subjected to the tension or tension by flexural. This study, examines experimentally the mechanicals behavior of prismatic specimens of SFRC's toughness, according to the international recommendations of ASTM C1609 (2010), EN 14651 (2007) e JSCE-SF4 (1984). On next phase, the research sought to evaluate the influence of compressive strength and the fiber rate's behavior. The experimental program consisted in two matrices of 30 MPa and 40 MPa with two dosages of fibers corresponding to 60 kg/m³ and 30 kg/m³ (0,77 % and 0,38 % in volume) formed four composite of fibers. 64 prismatic specimens were cast to evaluate the tenacity and 132 cylindrical specimens to characterize the SFRC through the compression tests, modulus of elasticity and tensile by diametric compression (Brazilian test). In relation to the method of tests, the result shows that the increasing toughness of SFRC was higher when the fiber content increased the composite compared to the change in compressive strength. The EN 14651 that uses notched specimens, it is interesting method to determine the toughness of steel fiber reinforced concrete, because the method obtained lower coefficient of variation for toughness values and the crack it always propagates in the plane of the notch.

Keywords: Composite - Steel Fibers - SFRC - Toughness

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

LETRAS ROMANAS

- b - Largura do corpo de prova
- d - Diâmetro da fibra
- D - Distância entre o centro de uma fibra individual e outra
- d_{cp} - Diâmetro do corpo de prova
- E_c - Módulo de elasticidade do compósito
- E_{ci} - Módulo de elasticidade tangente inicial
- E_f - Módulo de elasticidade da fibra
- E_m - Módulo de elasticidade da matriz
- F - Força de ruptura
- f_c - Resistência à compressão
- f_1 - Resistência de primeiro pico
- f_{600}^h - Resistência residual para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for L/600
- f_{150}^h - Resistência residual para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for L/600
- $f_{ct,L}^f$ - Limite de proporcionalidade (LOP)
- FF - Fator de aspecto; fator de forma
- F_j - Força corresponde à abertura de fissura específica
- F_L - Força correspondente a LOP
- f_{Lk} - Resistência do concreto
- $f_{R,J}$ - Resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura j

$f_{R,1k}$	- Resistência residual para abertura de fissura de 0,50
$f_{R,3k}$	- Resistência residual para abertura de fissura de 2,50
FT	- Fator de tenacidade
$f_{R,J}$	- Resistência residual à flexão até ponto específico de abertura de fissura
h	- Altura do corpo de prova
h_{sp}	- Altura de topo de corpo de prova até o topo de entalhe
L	- Vão de ensaio
l	- Comprimento da fibra
l_c	- Comprimento crítico da fibra
l_{cp}	- Comprimento do corpo de prova
N	- Número das fibras que travessam a área da fissura
P	- Força de pico
P_{600}^h	- Força residual para corpo de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for L/600
P_{150}^h	- Força residual para corpo de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for L/600
r	- Raio da fibra
$R_{T,150}^h$	- Coeficiente da resistência à flexão equivalente para corpo de prova de altura d
T	- Resistência à tração
Tb	- Tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4
T_{150}^h	- Tenacidade à flexão para corpo de prova de altura h segundo ASTM C1609
v_f	- Volume da fibra
$V_{f(crit)}$	- Volume crítico das fibras

LETRAS GREGAS

δ	- Deflexão
δ_{tb}	- Deflexão equivalente a L/150
ε_a	- Deformação específica média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão básica

- ε_b - Deformação específica média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão maior
 ε_{mu} - Deformação última da matriz
 η - Fator de eficiência associado ao efeito da orientação da fibra
 η_2 - Fator de eficiência associado à relação comprimento da fibra com comprimento crítico da fibra
 θ - Inclinação da fibra em relação à direção da força axial
 σ_a - Tensão básica, ($\sigma_a = 0,5$) para calcular o módulo de elasticidade
 σ_b - Tensão maior, ($\sigma_b = 0,3 \sigma_a$) para calcular o módulo de elasticidade
 σ_c - Tensão última do compósito
 σ_f - Tensão máxima da fibra
 σ_{fu} - Tensão última da fibra
 σ_{mu} - Tensão última da matriz
 τ_{fu} - Tensão de cisalhamento de atrito entre a fibra e a matriz; máxima tensão tangencial de atrito

ABREVIATURAS

- CAR - Concreto de alta resistência
 CRF - Concreto reforçado com fibras
 $CRFA$ - Concreto reforçado com fibras de aço
 CRN - Concreto de resistência normal
 MOR - Módulo de ruptura
 FT - Fator de tenacidade à flexão
 $COMD$ - Abertura de fissura (mm)
 $LVDT$ - Linear Variable Differential Tranformers

SIGLAS

- $ABNT$ - Associação Brasileira de Normas Técnicas
 ACI - American Concrete Institute

ASTM - American Society for Testing Materials

EN - European Standard

FIP - Fédération Internationale De La Précontrainte

FIB - Fédération Internationale Du Béton

JSCE - Japanese Society of Civil Engineers

NTS - Norwegian Tunnelling Society

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1 -	Morro de Aqar Quf	2
Figura 2 -	Fibras adequadas em relação às propriedades de matriz de concreto	9
Figura 3 -	Representação esquemática da propagação da fissura pela camada porosa na zona de transição	11
Figura 4 -	Tipos de fibra de aço	15
Figura 5 -	Concentração de tensões nas extremidades das microfissuras	18
Figura 6 -	Distribuição de fibras de aço por tipo de aplicação no Brasil	19
Figura 7 -	Fibras trabalham como ponte de transferência de tensões	20
Figura 8 -	Esquema de deformações ao longo da interface fibra matriz (A) e distribuição de tensões de cisalhamento elásticas (B)	21
Figura 9 -	Mecanismo de transferência de tensão elástico para transferência de tensão por atrito	21
Figura 10 -	Processos de absorção de energia em concreto reforçado com fibras	22
Figura 11 -	Concreto reforçado com fibras com compatibilidade dimensional (A) e sem compatibilidade (B)	23
Figura 12 -	Sistemas da distribuição das fibras	24
Figura 13 -	Fibra inclinada com uma fissura: Orientação constante através da fissura (a); Flexão da fibra pela fissura (b)	25
Figura 14 -	Tensão ao longo da fibra em função de seu comprimento	28
Figura 15 -	Possíveis seções transversais de fibra e valores correspondentes de <i>FIER</i> comparados com a seção de fibra circular	29
Figura 16 -	Relação entre ensaio de VEBE e abatimento de tronco de cone	31
Figura 17 -	Curvas Força x Deflexão de teores de fibra abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico através de ensaio de tração na flexão	31
Figura 18 -	Melhorias relativas a várias propriedades mecânicas do concreto	

convencional	34
Figura 19 - Aumento da resistência à compressão com aumento de volume de fibra	35
Figura 20 - Resistência à compressão de concreto reforçado com fibras	35
Figura 21 - Classificação dos materiais compósitos a partir de seus comportamentos à tração	37
Figura 22 - Ganho de resistência à tração por compressão diametral com adição das fibras	38
Figura 23 - Comportamento de concreto endurecido submetido à flexão com várias adições de fibras	41
Figura 24 - Controle de máquina <i>open loop</i> (A) e <i>closed loop</i> (servo controle) (B)	43
Figura 25 - Tenacidade à flexão	48
Figura 26 - Ensaio de flexão segundo a JSCE com a utilização de “YOKÉ” e LVDT	48
Figura 27 - Esquema de ensaio segundo a JSCE-SF4 (1984) e os esforços solicitados de cortante e momentos máximos	49
Figura 28 - Ensaio de tenacidade à flexão ASTM C1609	51
Figura 29 - Curva de força x deflexão através de ensaio de tração na flexão	52
Figura 30 - Esquema de ensaio segundo a EN 14651 (2007) e os esforços solicitados de cortante e momentos máximos	54
Figura 31 - Ensaio de corpo de prova entalhado usando o controle CMOD segundo EN 14651 (2007)	55
Figura 32 - Esquema de curva força x abertura de fissura do corpo de prova prismático submetido ao ensaio de flexão	55
Figura 33 - Fibra de aço tipo A – Classe I	62
Figura 34 - Fibra de aço utilizada nos ensaios de tenacidade	63
Figura 35 - Betoneira com capacidade de 580 litros	65
Figura 36 - Preparação dos corpos de prova	66
Figura 37 - Ensaio de abatimento de tronco de cone	67
Figura 38 - Regularização da superfície do recipiente preenchido com concreto para determinação da massa específica	68
Figura 39 - Método de moldagem dos corpos de prova prismático	68
Figura 40 - Mesa vibratória utilizada para o adensamento de concreto (A) e	

concreto sob vibração (B)	69
Figura 41 - Corpos de prova marcados (A) e (B)	70
Figura 42 - Suportes do dispositivo “YOKE”	71
Figura 43 - Representação esquemática dos detalhes dos suportes do dispositivo “YOKE”	72
Figura 44 - Representação esquemática dos detalhes do dispositivo “YOKE”	72
Figura 45 - Realização do entalhe segundo procedimento padrão EN 14651 (2007)	73
Figura 46 - Corpo de prova (A) durante o ensaio da resistência à compressão (f_c) (B) após da ruptura	75
Figura 47 - Regularização das faces do corpo de prova com enxofre segundo ABNT NBR 8522 (2008)	75
Figura 48 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci})	76
Figura 49 - Representação esquemática de ensaio do módulo de elasticidade.....	76
Figura 50 - Ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral	77
Figura 51- Corpos de prova prismáticos (A) durante o ensaio segundo JSCE-SF4, (B) após de ensaio sem fibra e (C) após de ensaio com fibra (face inferior)	78
Figura 52 - Ensaio de tenacidade à flexão segundo ASTM C1609	79
Figura 53 - Corpos de prova (A) durante o ensaio de tenacidade à flexão segundo EN 14651 (B) e (C) após de ensaio	80
Figura 54 - Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 30 kg/m ³ segundo JSCE-SF4	96
Figura 55 - Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 60 kg/m ³ segundo JSCE-SF4	97
Figura 56 - Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 30 kg/m ³ segundo JSCE-SF4	99
Figura 57 - Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 60 kg/m ³ segundo JSCE-SF4	100
Figura 58 - Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 30 kg/m ³ segundo ASTM	102
Figura 59 - Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 60 kg/m ³ segundo ASTM	103
Figura 60 - Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 30 kg/m ³ segundo ASTM	104

Figura 61 -	Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 60 kg/m ³ segundo ASTM	106
Figura 62 -	Curvas força x abertura de fissura para traço 30 MPa – 30 kg/m ³ segundo EN 14651	108
Figura 63 -	Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 30 kg/m ³ segundo EN 14651	109
Figura 64 -	Curvas força x abertura de fissura para traço 30 MPa – 60 kg/m ³ segundo EN 14651	109
Figura 65 -	Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 60 kg/m ³ segundo EN 14651	110
Figura 66 -	Curvas força x abertura de fissura para traço 40 MPa – 30 kg/m ³ segundo EN 14651	111
Figura 67 -	Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 30 kg/m ³ segundo EN 14651	112
Figura 68 -	Curvas força x abertura de fissura para traço 40 MPa – 60 kg/m ³ segundo EN 14651	113
Figura 69 -	Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 60 kg/m ³ segundo EN 14651	114
Figura 70 -	Ganho de tenacidade à flexão para classe do concreto C30 onde a variável é o teor de fibra	116
Figura 71 -	Ganho de tenacidade à flexão para classe do concreto C40 onde a variável é o teor de fibra	117
Figura 72 -	Ganho de tenacidade à flexão para teor de fibra de 30 kg/m ³ onde a variável é a classe de resistência	119
Figura 73 -	Ganho de tenacidade à flexão para teor de fibra de 60 kg/m ³ onde a variável é a classe de resistência	120
Figura 74 -	O ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m ³	122
Figura 75 -	Ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 60 kg/m ³	122
Figura 76 -	Ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m ³	123
Figura 77 -	Ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m ³	124

LISTAS DE QUADROS

Quadro 1 -	Construção de túneis na Noruega	4
Quadro 2 -	Propriedades típicas da matriz cimentícia	10
Quadro 3 -	Características típicas das fibras	12
Quadro 4 -	Classes de fibras de aço associadas ao tipo de aço que a deu origem	17
Quadro 5 -	Nível de resistência mínima do aço e respectiva classe da fibra segundo ABNT NBR 15530 (2007)	17
Quadro 6 -	Razões para aplicação de CRFA nos diversos tipos de estruturas	19
Quadro 7 -	Valores do fator de eficiência associado ao efeito da orientação da fibra	27
Quadro 8 -	Métodos de ensaio para determinação da tenacidade especificada para o concreto projetado reforçado com fibras de aço	41
Quadro 9 -	Medida de deflexão por métodos diferentes	43
Quadro 10 -	Influência do tamanho e da geometria do corpo de prova na medida de tenacidade	44
Quadro 11 -	Incremento de velocidade de carregamento	52
Quadro 12 -	Classes para as resistências residuais $f_{R,3k} / f_{R,1k}$, obtidas pelo ensaio EN 14651	57
Quadro 13 -	Resumo dos ensaios dos procedimentos normalizados	58
Quadro 14 -	Caracterização física do cimento CP III 40 RS	60
Quadro 15 -	Caracterização do agregado miúdo	60
Quadro 16 -	Caracterização do agregado graúdo	61
Quadro 17 -	Plano de amostragem para aceitar um lote de fibras ABNT 15530 (2007)	62
Quadro 18 -	Verificação dimensional da fibra de aço	62
Quadro 19 -	Composições e consumo de materiais dos traços utilizados	63

Quadro 20 -	Absorção de água do agregado miúdo	64
Quadro 21 -	Número dos corpos de prova utilizados para cada traço	67
Quadro 22 -	Abatimento de tronco de cone e massa específica de cada traço	69
Quadro 23 -	Velocidade de carregamento segundo JSCE-SF4	79
Quadro 24 -	Velocidade de carregamento segundo ASTM C1609	80
Quadro 25 -	Velocidade de carregamento segundo EN 14651	81
Quadro 26 -	Resistência à compressão aos 28 dias para concreto - Traço 1	84
Quadro 27 -	Resistência à compressão aos 28 dias para concreto - Traço 2	86
Quadro 28 -	Resistência à compressão aos 28 dias para concreto - Traço 3	87
Quadro 29 -	Resistência compressão aos 28 dias para concreto - Traço 4	88
Quadro 30 -	Módulo de elasticidade no período de 28 dias - Traço 1	88
Quadro 31 -	Módulo de elasticidade no período de 28 dias - Traço 2	89
Quadro 32 -	Módulo de elasticidade no período de 28 dias - Traço 3	90
Quadro 33 -	Módulo de elasticidade no período de 28 dias - Traço 4	90
Quadro 34 -	Variação de aumento da resistência à compressão em função de ganho da resistência à compressão do concreto da referência	91
Quadro 35 -	Planejamento fatorial da resistência à compressão dos traços	91
Quadro 36 -	Variação de aumento da resistência à tração por compressão diametral após de adição das fibras	92
Quadro 37 -	Ganho da resistência média à tração por compressão diametral dos concretos reforçados com fibras de aço com aumento de teor de fibra	93
Quadro 38 -	Variância da resistência média à tração por compressão diametral dos traços com aumento da resistência à compressão do concreto da referência	93
Quadro 39 -	Planejamento fatorial da resistência à tração por compressão diametral dos traços	93
Quadro 40 -	Variação de aumento da resistência à tração por compressão diametral após de adição das fibras	94
Quadro 41 -	Variância da resistência média à tração por compressão diametral dos traços quando o teor de fibra é variável	94
Quadro 42 -	Variância da resistência média à tração por compressão diametral dos traços quando a resistência à compressão do concreto da	

referência é variável	95
Quadro 43 - Planejamento fatorial do módulo de elasticidade dos traços	95
Quadro 44 - Resultados do procedimento da norma JSCE-SF4 para traço 30 MPa - 30 kg/m³	96
Quadro 45 - Resultados do procedimento da norma JSCE – SF4 para traço 30 MPa - 60 kg/m³	98
Quadro 46 - Resultados do procedimento da norma JSCE-SF4 para traço 40 MPa - 30 kg/m³	99
Quadro 47 - Resultados do procedimento da norma JSCE – SF4 para traço 40 MPa - 60 kg/m³	100
Quadro 48 - Planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4	101
Quadro 49 - Resultados do planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4	101
Quadro 50 - Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 30 MPa - 30 kg/m³	103
Quadro 51 - Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 30 MPa - 60 kg/m³	104
Quadro 52 - Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 40 MPa - 30 kg/m³	105
Quadro 53 - Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 40 MPa - 60 kg/m³	106
Quadro 54 - Planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo ASTM C1609	107
Quadro 55 - Resultados do planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo ASTM C1609	107
Quadro 56 - Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 30 MPa - 30 kg/m³	108
Quadro 57 - Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 30 MPa - 60 kg/m³	110
Quadro 58 - Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 40 MPa - 30 kg/m³	111
Quadro 59 - Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 40 MPa - 60 kg/m³	113

Quadro 60 - Planejamento fatorial de limite de proporcionalidade segundo EN 14651	114
Quadro 61 - Resultados do planejamento fatorial de limite de proporcionalidade segundo EN 14651	114
Quadro 62 - Planejamento fatorial de tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão segundo EN 14651	115
Quadro 63 - Resultados do planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo EN 14651	115
Quadro 64 - Resumo de execução do programa experimental	124

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	<i>Justificativa</i>	4
1.2	<i>Objetivos</i>	5
1.2.1	<i>Objetivo geral</i>	5
1.2.2	<i>Objetivos específicos</i>	6
1.3	<i>Estrutura do trabalho</i>	6
2	MATERIAIS COMPÓSITOS	7
2.1	<i>Introdução</i>	7
2.2	<i>Materiais compósitos: Concreto reforçado por fibras (CRF)</i>	8
2.3	<i>Matriz de concreto</i>	10
2.4	<i>Tipos e características das fibras</i>	11
2.4.1	<i>Fibras de vidro</i>	12
2.4.2	<i>Fibras naturais</i>	13
2.4.3	<i>Fibras de aço</i>	14
2.5	<i>Concreto reforçado com fibras de aço</i>	18
2.6	<i>Interação fibra matriz</i>	20
2.7	<i>Orientação das fibras</i>	24
2.8	<i>Tensão máxima e módulo de elasticidade do concreto reforçado com fibras</i>	26
2.9	<i>Trabalhabilidade</i>	29
2.10	<i>Volume crítico das fibras</i>	31
2.11	<i>Durabilidade de concreto reforçado com fibras de aço</i>	33
2.12	<i>Comportamentos mecânicos de concreto reforçado com fibras de aço</i>	34
2.12.1	<i>Resistência à compressão</i>	34
2.12.2	<i>Resistência à tração</i>	36
2.12.3	<i>Resistência ao impacto</i>	38
2.12.4	<i>Resistência à fadiga</i>	38
2.12.5	<i>Tenacidade</i>	39
3	TENACIDADE DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA INCORPORADA	40
3.1	<i>Tenacidade</i>	40
3.2	<i>Fatores que influenciam na tenacidade de concreto reforçado com fibras de aço</i>	42
3.2.1	<i>Tipo de máquina de ensaio</i>	42
3.2.2	<i>Tamanho e geometria dos corpos de prova</i>	44
3.2.3	<i>Resistência das fibras</i>	44
3.2.4	<i>Resistência da matriz</i>	44
3.2.5	<i>Teor e espaçamento das fibras</i>	45

3.3	Métodos de avaliação (Medidas da tenacidade)	47
3.3.1	<i>Método JSCE-SF4 (1984) – Método de ensaio de resistência à flexão e tenacidade à flexão de concreto reforçado com fibras de aço</i>	47
3.3.2	<i>Método ASTM C1609 (2010) – Método de ensaio padrão do desempenho à flexão de concreto reforçado com fibras</i>	50
3.3.3	<i>Método EN 14651 (2007) – Método de ensaio para concreto reforçado com fibras metálicas – Determinação da resistência à tração por flexão (limite de proporcionalidade (LOP) e resistência residual)</i>	54
3.4	Resumo dos ensaios	57
4	MATERIAIS UTILIZADOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
4.1	Introdução	59
4.2	Materiais	59
4.2.1	<i>Cimento Portland CP III 40 RS</i>	59
4.2.2	<i>Agregado miúdo</i>	60
4.2.3	<i>Agregado graúdo</i>	60
4.2.4	<i>Aditivo</i>	61
4.2.5	<i>Fibras de aço</i>	61
4.3	Dosagem do concreto	63
4.4	Produção do concreto	64
4.5	Procedimento para a produção do concreto em cada traço	66
4.6	Preparação dos corpos de prova prismáticos no estado endurecido	70
4.6.1	<i>Dispositivo “YOKÉ”</i>	71
4.6.2	<i>O entalhe do corpo de prova prismático segundo a EN 14651 (2007)</i>	73
4.7	Métodos de ensaio	73
4.7.1	<i>Resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci})</i>	74
4.7.2	<i>Resistência à tração por compressão diametral</i>	77
4.7.3	<i>Tenacidade à flexão segundo JSCE – SF4</i>	78
4.7.4	<i>Tenacidade à flexão segundo ASTM C1609</i>	79
4.7.5	<i>Tração na flexão segundo EN 14651</i>	80
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	82
5.1	Introdução	82
5.2	Descrição das variáveis	82
5.3	Critério de Chauvenet	83
5.4	Planejamento fatorial	84
5.4.1	<i>Conceitos gerais de experimentação</i>	85
5.5	Apresentação e análise dos resultados da resistência à compressão	87
5.5.1	<i>Ganho na resistência na compressão axial</i>	89
5.5.2	<i>Análise fatorial para resistência à compressão</i>	91
5.6	Apresentação e análise dos resultados da resistência à tração por compressão diametral	92
5.6.1	<i>Ganho na resistência à tração por compressão diametral</i>	92
5.6.2	<i>Análise fatorial para resistência à tração por compressão diametral</i>	93
5.7	Apresentação e análise dos resultados do módulo de elasticidade	94
5.7.1	<i>O ganho no módulo de elasticidade</i>	94
5.7.2	<i>Análise fatorial para o módulo de elasticidade</i>	95
5.8	Apresentação e análise dos resultados da tenacidade à flexão segundo	

JSCE-SF4	95
5.8.1 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 30 kg/m³	96
5.8.2 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 60 kg/m³	97
5.8.3 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 30 kg/m³	98
5.8.4 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 60 kg/m³	100
5.8.5 Análise fatorial segundo a JSCE-SF4	101
5.9 Apresentação e análise dos resultados da tenacidade à flexão segundo ASTM C1609	102
5.9.1 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 30 kg/m³	102
5.9.2 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 60 kg/m³	103
5.9.3 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 30 kg/m³	104
5.9.4 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 60 kg/m³	105
5.9.5 Análise fatorial segundo a ASTM C1609	107
5.10 Apresentação e análise dos resultados do limite de proporcionalidade segundo EN 14651 e da tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão	107
5.10.1 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 30 kg/m³	107
5.10.2 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 60 kg/m³	109
5.10.3 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 30 kg/m³	111
5.10.4 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 60 kg/m³	112
5.10.5 Planejamento fatorial para limite de proporcionalidade segundo EN 14651	114
5.10.6 Planejamento fatorial para tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão segundo EN 14651	115
5.11 Ganho na tenacidade	115
5.11.1 Ganho na tenacidade onde a variável é o teor de fibras	115
5.11.2 Ganho na tenacidade onde a variável é a resistência à compressão	118
5.11.3 Ganho na medida de tenacidade entre as normas em relação ao valor da medida de tenacidade segundo EN 14651	121
5.12 Resumo de execução	124
6 CONCLUSÕES	126
6.1 Sugestões para trabalho futuros	128
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129
APÊNDICE A – RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	135
APÊNDICE B – RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	141
APÊNDICE C – RESULTADOS DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	145
APÊNDICE D – RESULTADOS DA TENACIDADE À FLEXÃO SEGUNDO JSCE-SF4	148
APÊNDICE E – RESULTADOS DA TENACIDADE À FLEXÃO SEGUNDO ASTM C1609	150
APÊNDICE F – RESULTADOS DAS FORÇAS RESIDUAIS E DO LIMITE DE PROPORCIONALIDADE SEGUNDO EN 14651	152
APÊNDICE G - RESULTADOS DA TENACIDADE À FLEXÃO ATÉ 3 MM DE DEFLEXÃO SEGUNDO EN 14651	155

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O conceito de reforço com fibras nos materiais de construção não é algo novo. Os egípcios utilizavam palha natural para o reforço de tijolos de barro para construir suas casas, como descrito em *Êxodo 5: 6 - 7*. As fibras têm sido aplicadas em construções desde os primórdios de nossa história, pois há evidências de que fibras de asbesto foram usadas para reforçar postes de argila há 5 mil anos. Na Babilônia eram utilizados tijolos de adobe reforçados com fibras vegetais para construir obras de pequeno porte. Também eram utilizados pelos de animais como reforço em argamassa de enchimento de paredes. Os tijolos de barro eram produzidos pelos egípcios com argila cozida e reforçados com palha.

Há cerca de 3500 anos, tijolos cozidos pelo sol reforçados com palha vegetal foram usados para construir um morro elevado a 57 m de altura no AQAR QUF (Figura 1), próximo de Bagdá (BENTUR; MINDESS, 1990, p. 1).

Figura 1 – Morro de Aqar Quf



Fonte: Robbins (2010).

Segundo Naaman (2008), a ideia de empregar as fibras no concreto foi iniciada em 1874 por Berard. O emprego de fibras adicionadas ao concreto desenvolveu-se a partir de 1960, quando surgiram no mercado novos produtos, tais como fibras metálicas, de vidro, minerais e outros. No Brasil, o uso de fibras na mistura de concreto é ainda mais recente: em escala comercial, apenas a partir da década de 90.

Segundo Morais et al. (2010), o concreto, quando ainda fresco, sofre retração por secagem quando exposto à umidade ambiente. De forma semelhante, surgem deformações de retração térmica, quando o concreto libera calor e, em seguida, resfria-se à temperatura ambiente. Essas deformações de retração térmica são críticas e podem provocar fissuração interna no concreto, considerando que, quando restritas, manifestam-se como tensões de tração. Pela natureza de sua estrutura, o concreto, em comparação ao seu comportamento quando submetido à compressão, apresenta um desempenho consideravelmente inferior ao ser solicitado à tração. As estruturas de concreto, muitas vezes, apresentam fissuras como resultado do impedimento da retração, causadas por mudanças de umidade ou temperatura.

A fissuração poderá ainda ocorrer devido à combinação das tensões residuais em razão da cura ou hidratação do concreto e efeitos de fluência. O concreto reforçado com fibras é um material compósito cuja matriz é pasta de cimento, à qual são incorporados agregados e

fibras. As fibras são elementos descontínuos e aleatoriamente distribuídos na matriz. Atualmente têm sido usadas fibras de várias formas e tamanhos, produzidas em aço, plástico, vidro e materiais naturais; dentre esses, as fibras de aço têm sido as mais utilizadas.

Figueiredo (2000) ressalta ainda que, atualmente, a utilização de compósitos aumentou em diversidade e aplicações. Eles podem ser aplicados na construção civil em forma de telhas, painéis de vedação vertical e estruturas de concreto, como túneis e pavimentos. A existência de um material dúctil de elevada resistência permite construir estruturas mais rígidas, com menor custo de material e de mão de obra, além de diminuir os efeitos em consequência de ações proporcionais à massa das estruturas, peso próprio e ação sísmica. Este domínio de investigação está dando os primeiros passos, potencializando novas possibilidades estruturais no futuro.

De acordo com a ACI 554.1R (2002), a utilização de fibras para reforçar os materiais é uma solução para diversos problemas na construção civil, tais como efeitos de fluência, retração, efeito da temperatura e fissuração, os quais poderão ocorrer devido à combinação das tensões residuais que acontecem por causa da cura ou da hidratação. Portanto, a adição de fibras metálicas ao concreto (CRFA) promove o aumento da capacidade de absorção de energia do composto, ou seja, a tenacidade é notadamente aumentada. Além disso, podem ser observadas melhorias na qualidade do concreto, no que diz respeito à ductilidade pela redução da abertura de fissuras ao longo das peças estruturais. Esse fenômeno restringe parcialmente a penetração de substâncias agressivas no material, aumentando a sua vida útil.

O concreto projetado com fibras de aço por cura úmida tem sido usado para inúmeras aplicações de concreto projetado para apoio de solo, túneis e reparos (ACI 554.1R, 2002; NERWEGIAN TUNNELLING SOCIETY, 2004). Algumas aplicações do CRFA são apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 - Construção de túneis na Noruega

Tipo	Número das obras	Extensão (Km)
Túnel ferroviário	700	316
Túnel rodoviário	881	843
Projetos de hidroenergia	>300	3500
Industriais de minas minerais	20	-
Outros projetos de túneis	Aprox. 200	250
Total	>2100	5000

Fonte: Norwegian Tunnelling Society (2004).

1.1 Justificativa

Várias alternativas apareceram no mundo para definir o desempenho pós-fissuração, as quais foram normatizadas ou, pelo menos, amplamente aceitas na maioria dos países. Essas alternativas foram fundamentadas por meio dos ensaios de flexão para corpos de prova prismáticos. Esse parâmetro de desempenho é expresso em termos da tenacidade ou tensão residual que surge através dos resultados da relação força x deflexão (JOHNSTON, 2001).

Não há norma nacional que possa avaliar o comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras de aço para especificar e normatizar seu uso. Entende-se que, após a análise de comportamento mecânico em estudo, este trabalho possa oferecer parâmetros importantes ao meio técnico para a definição de valores característicos a serem aproveitados no controle executivo de obras.

A importância do tema deste estudo deve-se ao crescente interesse de pesquisadores e indústrias na aplicação de materiais compósitos na construção civil. O concreto reforçado com fibras vem sendo aplicado em diversas obras – por exemplo, revestimento de túneis, pisos industriais, elementos pré-moldados, pavimentos de aeroportos –, apresentando em estruturas reais um bom desempenho. Inúmeras teorias e aproximações têm sido propostas para avaliar o comportamento desse material quando submetido a uma solicitação (DANIEL; ISHAI, 2006).

Quando bem projetados, os materiais compósitos apresentam, normalmente, as melhores qualidades dos seus constituintes, o que não é observado quando o componente se apresenta sozinho. Sendo assim, busca-se observar, a partir da aplicação de um material compósito em elementos estruturais, se algumas propriedades podem ser melhoradas,

como resistência à compressão, resistência à tração e, principalmente, a absorção de energia no concreto reforçado com fibras (BARROS, 1995).

Apesar destes fatos já serem discutidos na literatura há algum tempo, há pouco conhecimento de resultados publicados utilizando-se essas metodologias no Brasil, para a avaliação de comportamento mecânico de concretos reforçados com fibras de aço, que são pouco enfocadas em pesquisas. Dessa forma, no sentido de prover valores referenciais de comportamento para esse tipo de compósito nestas condições de avaliação, foi desenvolvido estudo experimental descrito no Capítulo 4.

Como se verá, propriedades como a resistência à tração e a energia específica de fratura dependem da natureza da matriz, tipo, características e quantidade de fibra empregada como reforço e da forma e eficiência da interação fibra matriz. Dados sobre essas propriedades ainda são escassos, de modo que este trabalho busca colaborar nesta direção, caracterizando compósitos gerados com diferentes teores de fibras de aço, avaliando seu desempenho quanto à tenacidade à flexão.

Apesar de estar disponível um número significativo de publicações de estudos experimentais dos mais diversos tipos sobre elementos estruturais reforçados com fibras de aço, observa-se uma forte carência sob o ponto de vista das complicações advindas das metodologias para a avaliação da tenacidade à flexão. Nesse contexto e com o objetivo de aprofundar os conhecimentos relativos ao comportamento mecânico do CRFA frente às variações de teores de fibras e da resistência à compressão da matriz, o presente trabalho avalia a aplicação de três metodologias para avaliar esse comportamento.

1.2 Objetivos

1.2.1 *Objetivo geral*

Comparar os três métodos de ensaio de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço em corpos de prova prismáticos.

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar o comportamento mecânico (tenacidade) das vigas prismáticas ensaiadas à flexão conforme as normas ASTM C1609 (2010), EN 14651 (2007) e JSCE-SF4 (1984);
- Avaliar a influência da resistência à compressão do concreto e do teor de fibra na tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço;
- Descrever as vantagens e desvantagens comparativas entre as metodologias.

1.3 Estrutura do trabalho

Esta dissertação é dividida em cinco capítulos, sendo o Capítulo 1 relativo à introdução da pesquisa, justificativa e apresentação dos objetivos. Os demais capítulos foram desenvolvidos como se segue:

- no Capítulo 2 será feita uma revisão bibliográfica sobre materiais compósitos, tipos e características de fibras incorporadas na matriz cimentícia, concreto reforçado com fibras de aço e comportamentos mecânicos de concreto reforçado com fibras de aço;
- no Capítulo 3 serão apresentados a tenacidade do concreto reforçado com fibra incorporada, os fatores que influenciam a tenacidade de concreto reforçado com fibras de aço, métodos de avaliação e resumo dos ensaios;
- no Capítulo 4 serão apresentados as materiais utilizadas, o programa experimental, a dosagem do concreto, a produção do concreto, a preparação dos corpos de prova no estado endurecido e os procedimentos de ensaio para avaliar o desempenho de concreto reforçado com fibras de aço;
- no Capítulo 5 serão apresentados os resultados obtidos nos ensaios, a análise e a comparação dos resultados investigados;
- no Capítulo 6 serão apontadas as conclusões e algumas sugestões para estudos futuros sobre o tema.

CAPÍTULO 2

MATERIAIS COMPÓSITOS

2.1 Introdução

Segundo Bentur e Mindness (1990), o primeiro compósito fabricado foi constituído de cimento asbesto (amianto) e desenvolvido por Hatschek em 1900. O termo “materiais compósitos” refere-se a todos os materiais sólidos constituídos por mais de um componente, em fases separadas. Outra definição para materiais compósitos vem de Strong (2008), o qual relata que os materiais compósitos são materiais sólidos cuja matriz envolve outro material com objetivo de aumentar as suas propriedades mecânicas.

As propriedades do compósito estrutural são concebidas para serem superiores àqueles elementos constituídos de um único material. O compósito estrutural é um sistema de material formado por duas ou mais fases em escala microscópica. A fase descontínua é mais dura, mais resistente e é chamada de reforço; a outra fase, menos resistente, é chamada de matriz (DANIEL; ISHAI, 2006). Para Strong (2008), com a aplicação dos materiais compósitos nos elementos estruturais, podem-se citar algumas de suas vantagens e desvantagens. As vantagens dos materiais compósitos são:

- Material leve;
- Aumenta a ductilidade dos materiais frágeis como o concreto;
- Aumento da resistência à fadiga;
- Resistência elevada;
- Rigidez elevada;
- Baixa expansão térmica;

- Baixa condutividade elétrica;
- Boa resistência ao impacto.

As desvantagens em se utilizar materiais compósitos nos elementos estruturais são:

- Elevado custo do material;
- Falta de normatização para aprovação dos projetos;
- Longo tempo de desenvolvimento;
- Possui baixa ductilidade para metais;
- Temperatura limitada;
- Difícil identificar os danos internos.

2.2 Materiais compósitos: Concreto reforçado por fibras (CRF)

Há mais de 50 anos foram realizados os primeiros estudos sobre a aplicação de concreto reforçado com fibras como uma alternativa em se obter melhorias no seu comportamento mecânico. Sabe-se que a produção de cimento amianto na construção civil é amplamente utilizada em todo o mundo. No entanto, principalmente devido aos riscos de saúde associados com fibras de amianto, outros tipos de fibras foram introduzidos ao longo dos anos 1960 e 1970 (NAAMAN, 2008).

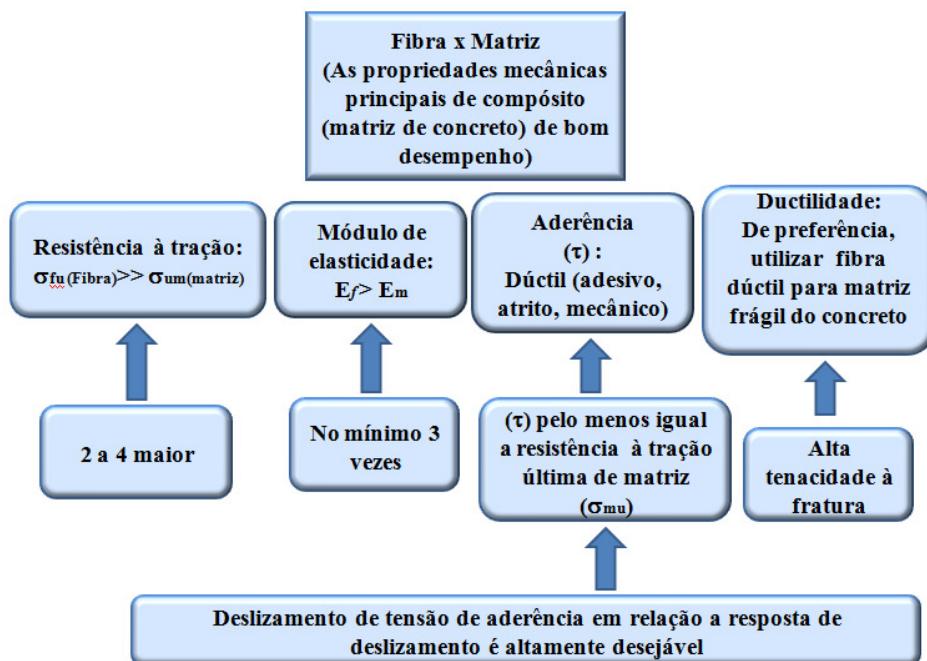
Bentur e Mindness (1990) destacam que, depois da utilização da fibra de asbesto com cimentos hidráulicos, uma grande variedade de outras fibras foi desenvolvida, por exemplo: fibras de aço, fibras de vidro, fibras de carbono, aramida, fibras com baixo módulo de elasticidade, fibras de polipropileno, além das fibras naturais como celulose, sisal e juta. Esses tipos de fibras se diferenciam uma das outras no que se referem às suas propriedades mecânicas, eficácia e custo de produção e comercialização.

O desenvolvimento de fibras adicionadas em materiais cerâmicos, plásticos, cimentícios e com gesso melhora as suas propriedades, tais como: resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração, controle das fissuras, aumento da durabilidade e da resistência à fadiga, ao impacto e à abrasão.

Sob um ponto de vista estrutural, no que se refere à fratura, o desempenho do concreto reforçado com fibra de aço incorporada é melhorado, como resultado de uma distribuição da fissuração mais favorável, pois há uma diminuição da abertura da fissura e do espaçamento entre elas e um aumento na resistência à flexão. Em termos de estado limite último, obtém-se maior carga máxima e, para rupturas por esforços transversais, existe um melhoramento na ductilidade (FERREIRA, 2008). Segundo Naaman (2003), para obter o melhor desempenho e mais eficiência de matriz de concreto reforçada com fibras, o coeficiente de Poisson e o coeficiente de expansão térmica devem ser da mesma ordem de grandeza e as fibras devem ter as seguintes propriedades (Figura 2):

- A resistência à tração deve ser maior que a do concreto (duas a quatro ordens de grandeza);
- A força de aderência à matriz de concreto (τ) deve ser, de preferência, igual ou maior do que a resistência à tração da matriz;
- O menor autoesforço é usado no compósito através de reforço de fibra, sendo o módulo de elasticidade da fibra maior do que a matriz de concreto, pelo menos três ordens de grandeza.

Figura 2 - Fibras adequadas em relação às propriedades de matriz de concreto



Fonte: Naaman (2003).

2.3 Matriz de concreto

O tamanho máximo de partícula da matriz é importante porque afeta a distribuição e a quantidade de fibras que podem ser incluídas no compósito. A introdução de fibras no concreto resulta no aumento considerável da sua coesão. É preciso ter atenção especial com a trabalhabilidade da mistura, quando se dosa uma matriz cimentícia reforçada com fibras. A trabalhabilidade pode ser afetada em função de as fibras possuírem uma superfície específica maior e geometria diferente dos agregados presentes na mistura. Esse fator pode acarretar um aumento do atrito interno do concreto e diminuir a fluidez da mistura (BENTUR; MINDESS, 1990). As funções da matriz do concreto no compósito são:

- Dar a forma ao compósito;
- Proteger o reforço do ambiente;
- Transferir cargas para o reforço;
- Contribuir para melhorias das propriedades que dependem tanto da matriz quanto do reforço, tais como absorção da energia do concreto.

As propriedades físicas da matriz (Quadro 2) e a relação água/cimento influenciam a resistência de ligação no compósito (HANNANT, 1978). A eficácia da fibra é muito dependente da resistência da matriz (FIGUEIREDO, 2011, p. 18).

Quadro 2 - Propriedades típicas da matriz cimentícia

Matriz	Densidade (Kg/m ³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)	Deformação na ruptura x 10 ⁻⁶
Pasta de cimento Portland comum	2000 - 2200	10 - 25	3 - 6	100 - 500
Pasta de cimento de alta alumina	2100 - 2300	10 - 25	3 - 7	100 - 500
Argamassa de cimento Portland comum	2200 - 2300	25-35	2 - 4	50 - 150
Concreto de cimento Portland comum	2300 - 2450	30-40	1 - 4	50 - 150

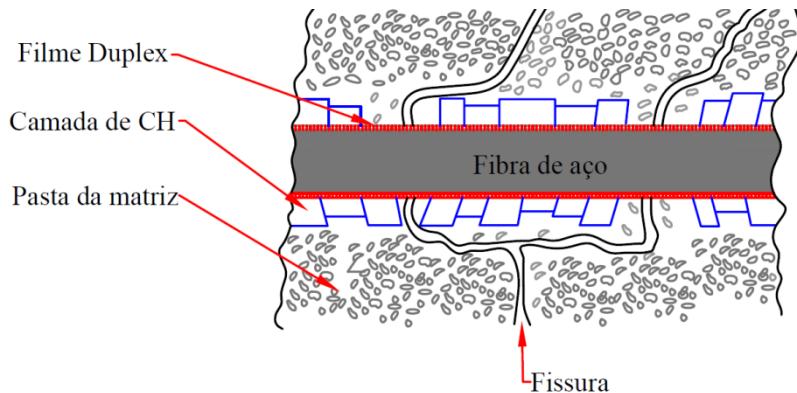
Fonte: Hannant (1978).

A microestrutura da zona de transição em concreto com fibras de monofilamento tem sido estudada, principalmente, em pastas de cimento com fibra de aço. Bentur e Mindess (1990) observam que a zona de transição no compósito é rica em CH (hidróxido de cálcio), geralmente em contato direto com a superfície da fibra, e também é muito porosa,

tornando-se diferente da microestrutura da matriz de pasta de cimento com agregados. Essas características são resultados da natureza da mistura fresca do compósito. A ligação fraca entre a fibra e a matriz não ocorre necessariamente na interface fibra matriz, mas também pode estar na camada porosa (Figura 3). A interface pasta de cimento - agregado é, geralmente, constituída por duas camadas, como se segue:

- Filme duplex com uma espessura de $1 \mu\text{m}$, sendo subdividida em outras duas zonas (cristais de CH e gel C-S-H);
- Zona de interface com uma espessura estimada entre $10 - 40 \mu\text{m}$, contendo gel C-S-H, etringita (C-A- S -H) e grandes cristais de CH com várias orientações.

Figura 3 - Representação esquemática da propagação da fissura pela camada porosa na zona de transição



Fonte: Bentur e Mindess (1990).

2.4 Tipos e características das fibras

As fibras utilizadas no concreto podem ser classificadas de acordo com a constituição de seus materiais, que podem ser naturais orgânicos, minerais ou feitos pelos humanos, como aço, carbono, vidro e outros. Podem ser classificadas também conforme as suas propriedades físicas e químicas, como densidade, rugosidade superficial, reatividade com matriz de cimento e resistência ao fogo. A escolha do tipo de fibra a ser utilizada na matriz do concreto pode ser feita conforme as suas propriedades mecânicas, por exemplo, resistência à tração e módulo de elasticidade. Alguns exemplos de fibras utilizadas como reforço no concreto estão listados no Quadro 3.

Quadro 3 - Características típicas das fibras

Tipo de fibra	Diâmetro (µm)	Peso específico (g/cm³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (GPa)	Alongamento na ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	200	0,5-2,0	0,5-3,5
Vidro	9-15	2,6	70-80	2-4	2-3,5
Polipropileno	20-200	0,9	5-77	0,5-0,75	8,0
Aramida (Kevlar)	10	1,45	65-133	3,6	2,1-4,0
Carbono	9	1,9	230	2,6	1,0
Polietileno	-	0,95	0,3	0,7 X10⁻³	10
Sisal	10-50	1,5	-	0,8	3,0
Matriz de cimento (para comparação)	-	2,5	10-45	3,7 x 10³	0,02

Fonte: Bentur e Mindess (1990).

Em termos de tecnologia, os compósitos mais importantes são aqueles em que a fase dispersa se encontra na forma de uma fibra (CALLISTER, 2002). Para Strong (2008), a fibra na matriz de concreto atua como reforço, pois, de maneira geral, ela é capaz de:

- Dar resistência, rigidez e tenacidade para o compósito;
- Dominar outras propriedades como o coeficiente de expansão térmica e condutividade.

2.4.1 Fibras de vidro

As propriedades de fibras de vidro no concreto foram investigadas nos últimos 30 anos. O concreto reforçado com fibras de vidro é frequentemente utilizado em aplicações estruturais, tais como: lajes, elementos do telhado, revestimento de túnel, sistemas de revestimentos e painéis pré-moldados (não estrutural).

Colombo, Di Prisco e Mazzoleni (2008) concluem que o concreto reforçado com fibras de vidro do tipo AR (*alkali resistant*) apresenta resistência máxima à flexão aos 28 dias, 95% maior do que a resistência à flexão em concreto convencional. As fibras produzidas a partir de composições em sistema de $\text{Na}_2\text{O} - \text{SiO}_2 - \text{ZrO}_2$ são quimicamente mais estáveis em soluções alcalinas. O processo de correção das fibras de vidro do tipo AR pelo ataque alcalino do cimento é mínima ou desprezível, creditando-se a causa da perda da tenacidade das fibras no concreto reforçado com fibras de vidro à densificação da matriz na interface

fibra matriz. As fibras de vidro oferecem algumas vantagens, que podem ser definidas como:

- Baixo custo;
- Elevada resistência à tração;
- Grande inércia química;
- Elevada resistência ao fogo;
- Alto desempenho na variação de temperatura.

As desvantagens das fibras de vidro aplicadas no material compósito estão associadas ao baixo módulo de elasticidade, autoabrasividade e baixa resistência à fadiga.

2.4.2 Fibras naturais

Ao longo de décadas, as fibras vegetais foram utilizadas nas pastas de cimento para a fabricação de componentes estruturais de seções finas e de formas variáveis. As fibras naturais têm sido tradicionalmente usadas na substituição das fibras de amianto, para a produção dos elementos finos aplicados em coberturas, revestimentos e produção de telhas à base de cimento de baixa alcalinidade.

O aumento da demanda do consumo de energia levaram as indústrias a buscar outras fontes alternativas e sistemas estruturais. O uso de fibras naturais para se obter melhor desempenho mecânico na matriz cimentícia tem-se mostrado uma oportunidade promissora (SILVA; MOBASHER; TOLIDO FILHO, 2008). As principais vantagens das fibras vegetais, segundo a classificação de Levy Neto e Pardini (2006), são:

- Baixa massa específica;
- Maciez e abrasividade reduzida;
- Recicláveis, não tóxicos e biodegradáveis;
- Baixo custo;
- Estímulo para seu emprego na zona rural;
- Baixo consumo de energia de produção.

O aumento da utilização destes materiais em diversas aplicações, tais como revestimentos, paredes internas e externas, é possível e eles podem ser considerados como materiais sustentáveis de baixo custo. As desvantagens e limitações das fibras naturais são:

- Baixas temperaturas de procedimento, isto é, não toleram mais de 200 °C durante a consolidação da matriz de um compósito;
- Alta sensibilidade a efeitos ambientais, tais como variação de temperatura e de umidade;
- Apresentação de seções transversais de geometria complexa e não uniforme;
- Propriedades mecânicas modestas em relação aos materiais estruturais tradicionais.

2.4.3 Fibras de aço

As primeiras investigações sobre as fibras de aço foram realizadas nos Estados Unidos no início da década de 1960, com o objetivo de avaliar o potencial dessas fibras no reforço para o concreto. Desde então, ocorreu uma quantidade substancial de pesquisas, desenvolvimentos, experimentações e algumas aplicações industriais nas fibras de aço no concreto armado. As geometrias mais complexas dessas fibras foram desenvolvidas, principalmente, para modificar a sua ligação e a sua ancoragem mecânica na matriz cimentícia.

Segundo Bentur e Mindess (1990), o emprego da fibra de aço no reforço do concreto já se confirmou como uma tecnologia eficiente, promovendo restrição à propagação de fissuras ocorridas por retração e esforços solicitantes na estrutura, como cargas atuantes excessivas, concentração de esforços, recalques diferenciais e variações de temperatura. Pelo fato do módulo de elasticidade da fibra de aço apresentar-se superior ao módulo de elasticidade da matriz de concreto, possuindo também alta resistência mecânica, o concreto reforçado com fibra de aço possui certa capacidade resistente após sua fissuração, descaracterizando o comportamento inerente a um material cerâmico, quando tracionado.

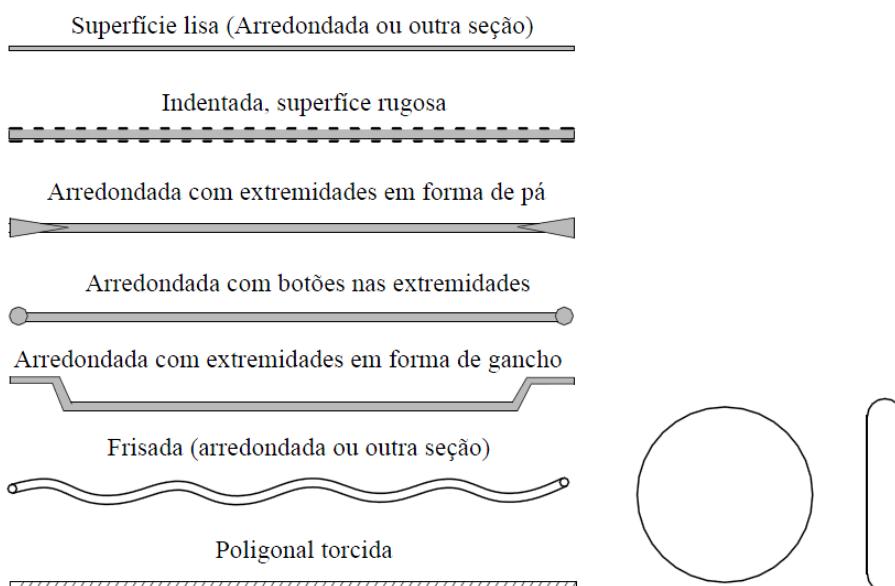
Por se mostrarem mais eficazes, econômicas e de fácil mistura à matriz, as fibras de aço são as mais utilizadas em reforços de concreto e podem ser obtidas por meio de diferentes processos de fabricação e vários tipos de seção transversal (JOHNSTON, 2001). As fibras

de seção circular são produzidas a partir do corte de arames e as de seção transversal retangular, por corte de chapas de aço (VILLARES, 2001).

O uso das fibras de aço no compósito estrutural é permitido apenas para resistir ao cisalhamento em membros de flexão. Não há dados disponíveis sobre o potencial de problemas de corrosão, devido à ação galvânica, por isso, não é recomendado utilizar as fibras de aço em membros estruturais reforçados com barras de aço inoxidáveis ou barras de aço galvanizado (ACI, 2011).

A maioria das fibras de aço utilizada atualmente possui ondulações nas extremidades (fibras com ancoragem em gancho) ou ao longo do seu comprimento (fibras onduladas). As ondulações e os ganchos têm a finalidade de melhorar o papel da fibra quanto à aderência e ao deslizamento, por meio da ancoragem mecânica (NAAMAN, 2003; BENTUR; MINDESS, 1990; HANNANT, 1978). Sabe-se que, no mercado, existem diversas combinações referentes às propriedades geométricas da fibra de aço que podem ser relacionadas de acordo com o perfil da seção transversal, comprimento, diâmetro e deformação da sua superfície (Figura 4).

Figura 4 - Tipos de fibra de aço



Fonte: Naaman (2003).

As características da superfície e o fator de forma (FF), chamado também de fator de aspecto, são parâmetros geométricos muito importantes para a capacidade de reforço. O

fator de aspecto é definido como a razão entre o comprimento da fibra e seu diâmetro (BARROS, 1995; NAMMAN, 2003). De acordo com ACI (2011), o fator de aspecto para fibras de aço não pode ser maior que 100 e menor que 50. O fator de forma é calculado a partir da equação:

$$FF = \frac{l}{d} \quad (2.1)$$

Onde:

FF: Fator de forma ou fator de aspecto;

l : Comprimento da fibra de aço;

d : Diâmetro equivalente da fibra de aço.

Devido à variação dos materiais e dos processos de fabricação, as propriedades mecânicas, como a resistência à tração e o grau de ancoragem mecânica, diferem consideravelmente entre cada fibra. A ancoragem mecânica ocorrida através dos ganchos nas extremidades das fibras de aço e a matriz não podem ser interpretadas como tensão de cisalhamento (CARVALHO, 2012). No estágio mais avançado de carga e após a fissuração da matriz, começa a ocorrer o atrito entre a fibra e a matriz. A importância desse processo é que as fibras trabalham como ponte de transferência de tensões no compósito (BARROS, 1995; HANNANT, 1978; NAMMAN, 2003, 2008). As fibras transferem tensões de áreas fissuradas para áreas menos solicitadas e, com isso, há aumento na absorção de energia do compósito. A ABNT NBR 15530 (2007) indica três tipos básicos de fibras em função de sua conformação geométrica:

- Tipo A: fibra de aço com ancoragens nas extremidades;
- Tipo C: fibra de aço corrugada;
- Tipo R: fibra de aço reta.

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 15530 (2007), existem três classes previstas para fibras de aço associadas ao tipo de aço que deu origem à fibra (Quadro 4).

- Classe I: Fibra oriunda de arame trefilado a frio;
- Classe II: Fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio;
- Classe III: Fibra oriunda de arame trefilado e escarificado.

Quadro 4 - Classes de fibras de aço associadas ao tipo de aço que a deu origem

Tipo (Geometria)	Classe de fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Fonte: Figueiredo (2008).

Devido às pequenas dimensões das fibras de aço, encontra-se grande dificuldade para normalizar a sua resistência à tração. Assim, a norma surgiu para determinar sua resistência na matéria-prima das fibras (FIGUEIREDO, 2011). A ABNT NBR 15530 (2007) regulou dois fatores principais que definem a fibra de aço: a resistência à tração do aço utilizado na produção da fibra e a geometria. A resistência à tração do aço que deu origem à fibra é mais significativa para concreto com maior resistência mecânica. A definição da resistência mínima de aço se apresenta em função da classe da fibra analisada como mostra o Quadro 5.

Quadro 5 - Nível de resistência mínima do aço e respectiva classe da fibra segundo ABNT NBR 15530 (2007)

Fibra	Limite de resistência à tração do aço (MPa) (*)
A I	1000
A II	500
C I	800
C II	500
C III	800
R I	1000
R II	500

(*) Esta determinação deve ser feita no aço, no diâmetro equivalente final imediatamente antes do corte

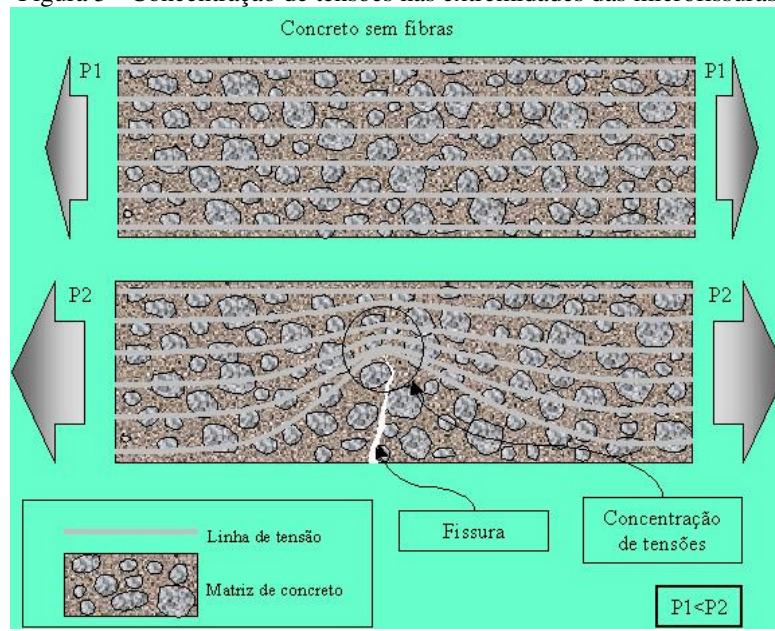
Fonte: Figueiredo (2011).

Segundo Figueiredo (2011), a determinação da resistência mínima de aço de classe I e III é realizada conforme a norma ABNT NBR 6207 (2007) – Arames de aço: Ensaio de tração e de classe II e a norma ASTM A370 (2010) – Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products.

2.5 Concreto reforçado com fibras de aço

No concreto, um dos materiais mais versáteis no domínio da construção civil, o agregado, é aglutinado através de um ligante hidráulico, como o cimento. Normalmente, as microfissuras na zona de transição entre matriz e agregados graúdos necessitam de menor energia para que ocorra a propagação destas fissuras (JONHSTON, 2001). As tensões se encontram nas extremidades das microfissuras quando o concreto está submetido à tração ou à flexão (Figura 5), apresentando uma abertura incontrolada, fazendo com que a ruptura do material se apresente de forma frágil. O mesmo princípio se aplica aqui para tornar o concreto resistente à tração, através da incorporação de diversos materiais metálicos, como barras de aço, fios, malhas, cabos ou mesmo fibras, sejam elas metálicas ou de outra natureza.

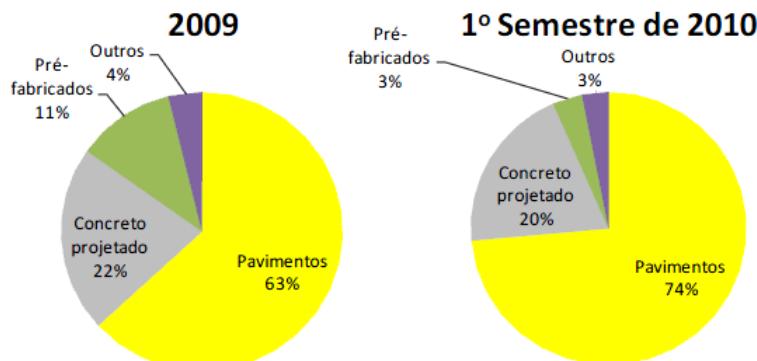
Figura 5 - Concentração de tensões nas extremidades das microfissuras



Fonte: Figueiredo (2000).

A mecânica da fratura não linear é uma teoria racional para ensaios dos materiais e análise estrutural e, com ela, é possível prever com precisão e simular o processo da fratura. Isso é necessário para concreto reforçado com fibra, cujo comportamento de propagação das fissuras é diferente do concreto convencional (BARROS, 1995; BENTUR; MINDESS, 1990). No Brasil, o concreto reforçado com fibras de aço tem sido largamente utilizado em infraestruturas, nas quais podem ocorrer fissuras surgidas pelas tensões internas e externas (Figura 6).

Figura 6 - Distribuição de fibras de aço por tipo de aplicação no Brasil



Fonte: Figueiredo (2011).

A introdução de fibras de aço na matriz de concreto pode substituir parcialmente as telas soldadas e os estribos em elementos pré-moldados. O concreto reforçado com fibra tem sido utilizado em várias aplicações (Quadro 6). O reforço da fibra para concreto armado pode ser um material de construção econômico e eficiente.

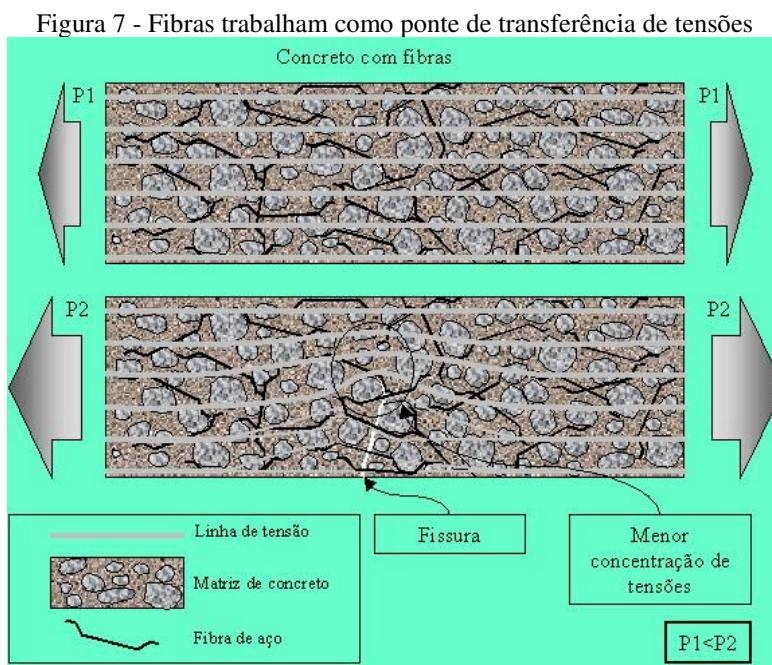
Quadro 6 - Razões para aplicação de CRFA nos diversos tipos de estruturas

Tipo de estrutura	Razões para aplicação de CRFA
Estruturas hidráulicas (barragens, descarregadores e outros)	Resistência à cavitação
Pavimentos (aeroportos, autoestradas, reforço de pavimento)	Redução de espessura do pavimento
Pisos industriais	Resistência ao impacto e resistência ao choque térmico
Concreto refratário (fornos rotativos, incineradores municipais, produção de metal, aplicações petroquímicas)	Resistência à fissuração e destacamento onde os ciclos térmicos e choques térmicos são ações preponderantes
Tabuleiros de pontes	Como reforço de pavimento
Cobertura para concreto projetado	Estabilização de taludes e banquetas, revestimento em obras subterrâneas
Estruturas resistentes ao choque	Em combinação com armadura convencional, oferece resistência à penetração
Possível uso em estruturas resistentes aos abalos sísmicos	Aumento da ductilidade atrasando a propagação da fratura por cisalhamento

Fonte: Ferreira (2008).

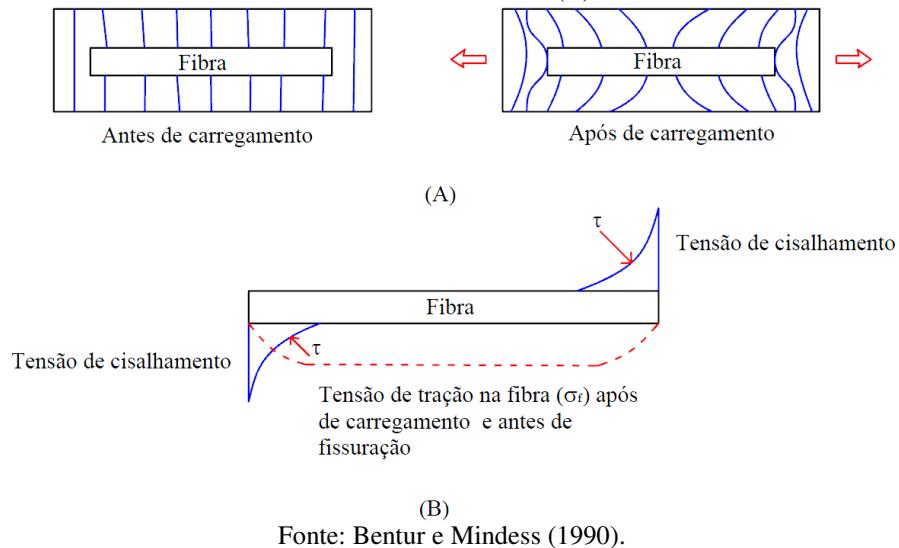
2.6 Interação fibra matriz

A vantagem real da adição de fibras é que, após a fissuração da matriz, elas trabalham como ponte de transferência de tensões na fissura e tentam restringi-la, por isso, necessitam-se forças e energia adicionais para retirar ou romper a fibra (Figura 7). Essa atribuição é a capacidade de as fibras atuarem como prendedores ou fixadores das fissuras. A interação da fibra matriz no CRFA é influenciada por uma série de fatores, tais como: resistência da matriz, orientação, comprimento, seção transversal e volume crítico das fibras (PASA, 2007).



Segundo Bentur e Mindess (1990) e Pasa (2007), a transferência de tensões entre a fibra e a matriz ocorre por aderência, no estágio de pré-fissuração, ou seja, a aderência desenvolvida na interface distribui o carregamento externo entre ambas. Devido à diferença de rigidez entre as fibras e a matriz, aparecem tensões de cisalhamento elásticas ao longo da superfície de contato, que auxiliam na transferência de parte da força aplicada nas fibras (Figura 8).

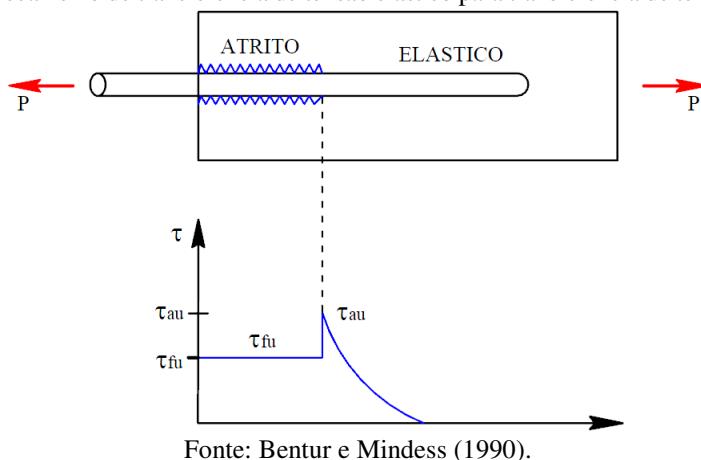
Figura 8 - Esquema de deformações ao longo da interface fibra matriz (A) e distribuição de tensões de cisalhamento elásticas (B)



Fonte: Bentur e Mindess (1990).

Bentur e Mindess (1990) e Villares (2001) destacam que a transição do mecanismo de transferência de tensão elástica para transferência de tensão por atrito ocorre quando as tensões de atrito (tangenciais) na interface da fibra matriz superam o limite de resistência ao cisalhamento (τ_{au}). Quando essa tensão é excedida, o processo de deslocamento entre fibra e matriz é iniciado e tensões de atrito passam a atuar na interface. A máxima tensão tangencial de atrito que pode ocorrer na interface é denominada τ_{fu} (Figura 9).

Figura 9 - Mecanismo de transferência de tensão elástico para transferência de tensão por atrito

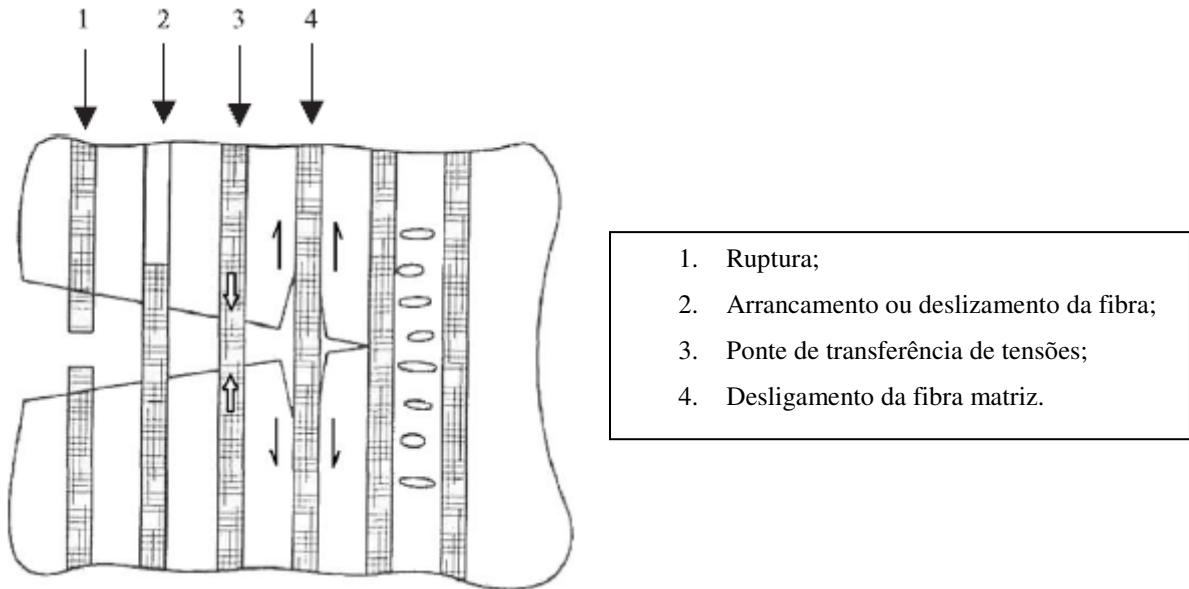


Fonte: Bentur e Mindess (1990).

No processo do comportamento pós-fissuração dos compósitos reforçados com fibras estão os processos de interação fibra matriz, responsáveis pela contribuição para a considerável capacidade em absorver energia, ductilidade e resistência (SINGH; SHUKL; BROWN, 2004). Esses processos podem ser definidos como (Figura 10):

- Fibra atuando como ponte de transferência de tensões (*Fibre-bridging*);
- Desligamento da fibra matriz (*Fibre debonding*);
- Arrancamento da fibra ou deslizamento (*Fibre pullout*);
- Ruptura da fibra (*Fiber failure*).

Figura 10 - Processos de absorção de energia em concreto reforçado com fibras



Fonte: Singh, Shukl e Brown (2004).

Mesmo que a quantidade de absorção da energia associada a cada mecanismo não seja significativa, o grande número de fibras atuando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura sobre uma determinada zona de influência contribui para um mecanismo de reforço muito considerável (FERREIRA, 2008; FIGUEIREDO, 2011).

Pasa (2007) explica que, quando o deslocamento das fibras ocorre após a fissuração, este é influenciado pelo desenvolvimento das fissuras, bem como a posição das fibras. Após a fissuração, o mecanismo dominante na transferência de tensões da matriz para as fibras passa a ser o atrito. A tensão de atrito é uma tensão tangencial distribuída ao longo da interface da fibra matriz.

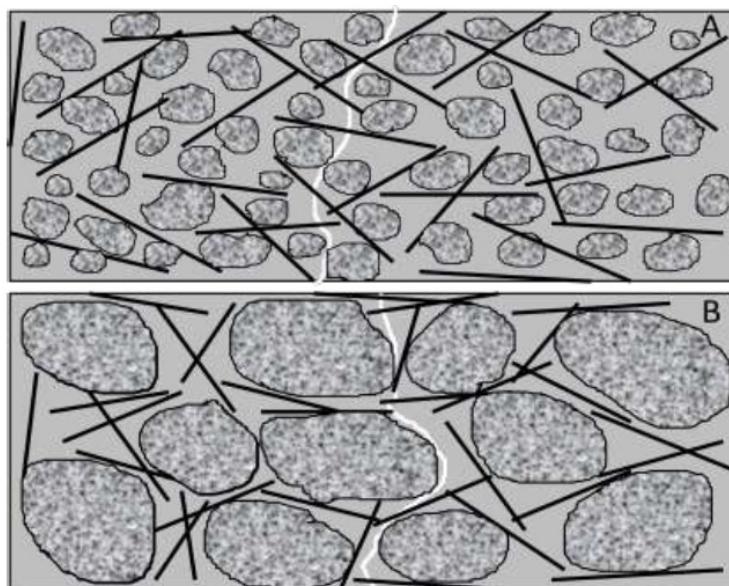
O aumento do carregamento externo provoca também o acrescentamento das fissuras, de uma forma tal que provoca a separação da matriz em vários segmentos. As fibras, assim, passam a formar pontes de ligação entre as bordas desses segmentos. A resposta do

comportamento pós-pico do material reforçado com fibras é muito suave, sendo que o compósito atinge níveis de deformações específicas maiores, até a ruptura (PASA, 2007). Na fissura podem ser identificadas três zonas, onde as transferências de tensões ocorrem (BENTUR; MINDESS, 1990):

- Zona livre de tração onde a matriz já é fissurada e as fibras se romperam;
- Zona de pontes de ligação, onde a tensão transferida por atrito das fibras;
- Zona da matriz em processo, onde ocorra a microfissuração, mas com suficiente continuidade e ancoragem dos agregados, para que ocorra transferência de tensão pela própria matriz.

Segundo Figueiredo (2000, 2011), para obter bom desempenho de compósito, o CRF deve apresentar uma compatibilidade dimensional entre agregado e fibra. Portanto, recomenda-se que o comprimento da fibra seja igual ou superior ao dobro da dimensão máxima do agregado utilizado no concreto. A eficiência da fibra como ponte de transferência de tensões em relação ao plano de ruptura diminui devido ao aumento da dimensão máxima de agregado graúdo em relação à fibra. Isso ocorre porque a fissura se propaga na região de interface entre o agregado graúdo e a pasta (Figura 11).

Figura 11 - Concreto reforçado com fibras com compatibilidade dimensional (A) e sem compatibilidade (B)

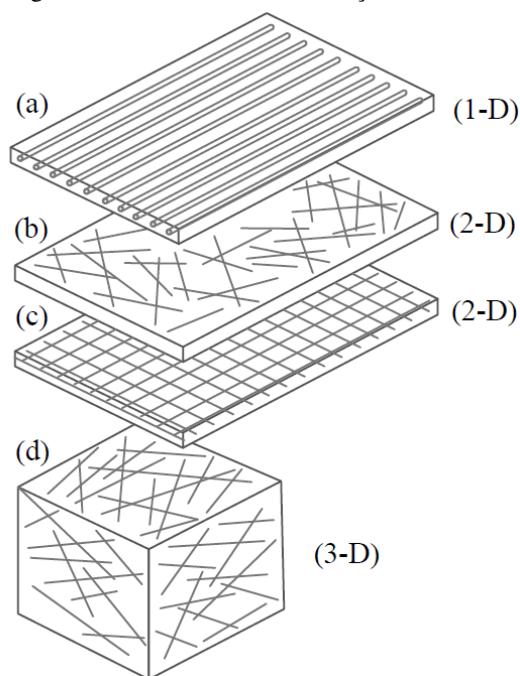


Fonte: Figueiredo (2000, 2011).

2.7 Orientação das fibras

A distribuição das fibras em uma matriz cimentícia é, geralmente, adotada de forma aleatória. Pode ser chamada também de “distribuição isotópica uniformemente aleatória”, em que a compactação por vibração introduz segregação e reorientação para cada fibra. A orientação das fibras depende principalmente do tipo da fibra e de outras condições, tais como a trabalhabilidade e a energia da compactação. A dispersão real das fibras no concreto pode ser apresentada por combinações de sistemas em 3D, 2D e 1D (Figura 12).

Figura 12 - Sistemas da distribuição das fibras



Fonte: Bentur e Mindess (1990).

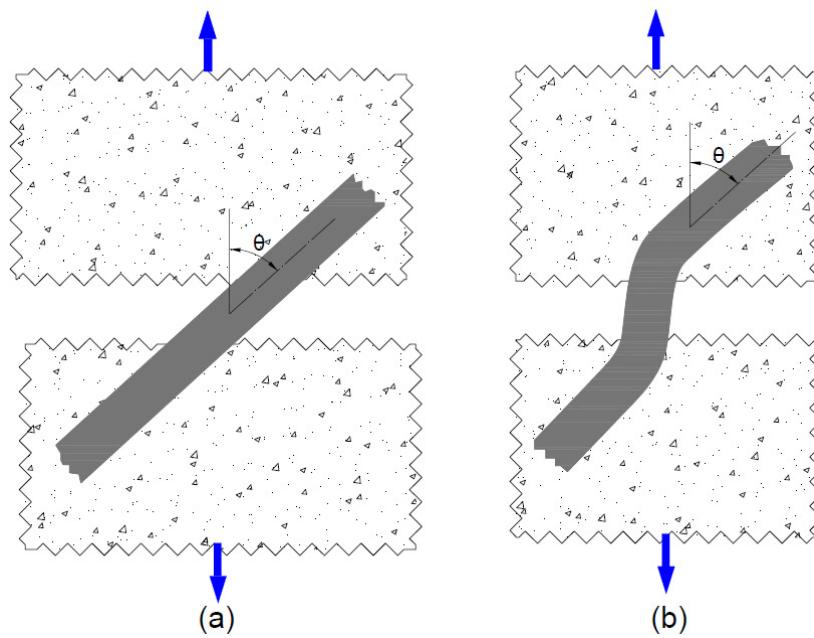
O sistema de 3D (três dimensões) é isotópico uniformemente aleatório. Stroeven (2008) afirma que a transferência das tensões no compósito durante a fissuração depende do ângulo (θ) formado pela inclinação da fibra e a direção da força axial (Figura 13). A maior contribuição das tensões no sistema 3D ocorre quando a fibra está inclinada a 45° na direção da força axial.

O sistema 2D (duas dimensões) envolve as fibras que estão distribuídas de maneira uniforme e aleatória quanto à localização, mas orientadas paralelamente ao chamado plano de orientação. Durante a compactação, o plano de orientação localiza-se de forma

perpendicular à força da gravidade. A orientação da transferência máxima de tensões no sistema 2D em relação à direção da força axial ocorre entre 30° a 35° .

O sistema de 1D (uma dimensão) abrange as fibras que estão distribuídas de forma uniforme e aleatória quanto à localização, mas orientadas paralelamente à chamada linha de orientação. Essa linha é mais paralela ao eixo principal do alongamento relativo dos corpos de prova (cilíndricos e prismáticos).

Figura 13 - Fibra inclinada com uma fissura: Orientação constante através da fissura (a); Flexão da fibra pela fissura (b)



Fonte: Bentur e Mindess (1990).

Stroeven e Guo (2008) concluíram que as contribuições das fibras na transferência de tensões dos elementos estruturais podem ser modeladas com base na lei de misturas para fibras de várias formas e tamanhos. Essa modelagem pode ser baseada no parâmetro de fator de aspecto (fator de forma) ou na superfície e no espaçamento entre as fibras.

Segundo Hegger et al. (2008), em termos de resistência à tração e à tração na flexão, as fibras de aço melhoram as propriedades mecânicas do concreto, pois possuem comportamento mais dúctil sob compressão do que outra matriz de concreto sem fibras. No entanto, o desempenho das fibras é influenciado por suas distribuições e orientações no concreto, pois depende de fatores como formas, espessura e propriedades do concreto fresco.

As fibras de aço são adicionadas ao concreto com o objetivo de aumentar a sua ductilidade, mas também melhorar o seu comportamento na tração e proporcionar rigidez da estrutura. As propriedades de tração no concreto dependem, em primeira instância, de dois parâmetros: o número e a orientação das fibras na zona da fissuração com relação à direção principal da tensão de tração. Além disso, o conhecimento da distribuição da fibra é importante, por razões econômicas e ecológicas (HEGGER *et al.*, 2008).

2.8 Tensão máxima e módulo de elasticidade do concreto reforçado com fibras

Garcez (2005) destaca que usar agregados maiores no concreto reforçado com fibras diminui levemente o módulo de elasticidade e a adição de fibras de tamanhos maiores não o afeta positivamente. Para Hannant (1978) e Barros (1995), a tensão máxima e o módulo de elasticidade do compósito podem ser obtidos conforme a seguinte expressão:

$$\sigma_c = \eta_1 \eta_2 \sigma_f v_f + \sigma_m (1 - v_f) \quad (2.2)$$

$$E_c = \eta_1 \eta_2 E_f v_f + E_m (1 - v_f) \quad (2.3)$$

Onde:

σ_c = Tensão última do compósito;

η_1 = Fator de eficiência associado ao efeito da orientação da fibra;

η_2 = Fator de eficiência associado à relação comprimento da fibra com comprimento crítico da fibra;

σ_m = Tensão última da matriz;

v_f = Volume da fibra;

σ_f = Tensão de ruptura das fibras;

E_c = Módulo de elasticidade do compósito;

E_m = Módulo de elasticidade da matriz;

E_f = Módulo de elasticidade da fibra.

Para Kumar e Parsad (2008), a adição das fibras no concreto aumenta a resistência à compressão e melhora o módulo de elasticidade. O volume crítico não é verificado nas condições práticas e, com isso, surgem coeficientes de correção η_1 e η_2 que são em funções da inclinação da fibra em relação à direção ortogonal da fissura e do comprimento da fibra

(FIGUEIREDO, 2000). O fator de eficiência associado ao efeito da orientação da fibra η_1 pode ser encontrado no Quadro 7.

Quadro 7 - Valores do fator de eficiência η_1 associado ao efeito da orientação da fibra

Orientação da fibra		η_1 com acordo de	
		Cox (1952)	Krenchel (1964)
1-D	Alinhada	1	1
2-D	Aleatória no plano	1/3	3/8
3-D	Aleatória	1/6	1/5

Fonte: Hannant (1987), Bentur e Mindess (1990).

Hannant (1978), Bentur e Mendess (1990) apresentam o fator de eficiência associado à relação comprimento da fibra com comprimento crítico η_2 .

$$\text{Para } l \leq l_c \text{ então } \eta_2 = \frac{l}{2l_c} \quad (2.4)$$

$$\text{Para } l > l_c \text{ então } \eta_2 = 1 - \frac{l_c}{2l} \quad (2.5)$$

Onde:

η_2 = O fator de eficiência associado à relação comprimento da fibra com comprimento crítico;

l = Comprimento real da fibra;

l_c = Comprimento crítico da fibra.

O comprimento crítico da fibra (Figura 14) é necessário para que as tensões de cisalhamento de atrito entre a fibra e a matriz τ_{fu} ao longo do comprimento possibilitem alcançar a sua tensão de ruptura σ_{fu} . Segundo Bentur e Mindess (1990) e Barros (1995), o comprimento crítico da fibra pode ser calculado de acordo com expressão 2.6:

$$l_c = \frac{\sigma_{fu} \cdot r}{\tau_{fu}} \quad (2.6)$$

Onde:

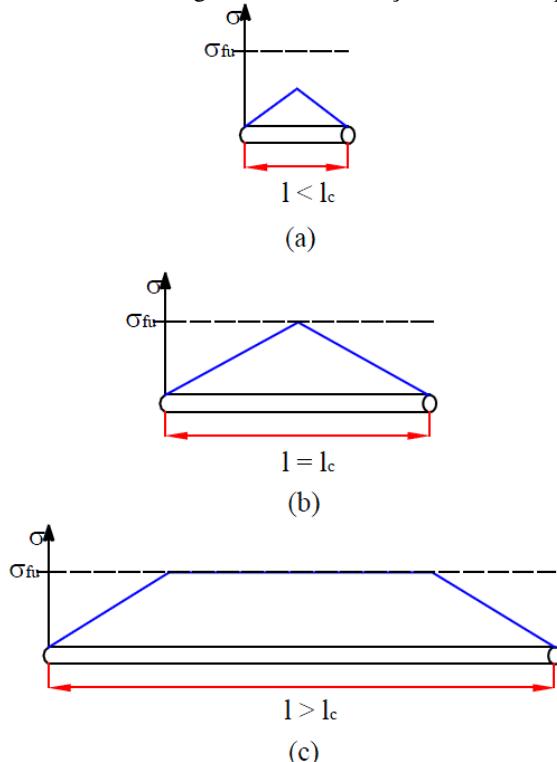
l_c = Comprimento crítico da fibra;

σ_{fu} = Tensão de ruptura da fibra;

r = Raio da fibra;

τ_{fu} = Tensão de cisalhamento de atrito entre a fibra e a matriz.

Figura 14 - Tensão ao longo da fibra em função de seu comprimento



Fonte: Bentur e Mindess (1990).

A tensão máxima de cisalhamento de atrito que se desenvolve entre a fibra e a matriz τ_{fu} pode ser determinada através de ensaio de arrancamento (deslizamento) (BARROS, 1995). De acordo com Bentur e Mindess (1990) e Jonhston (2001), a definição da tensão máxima de arrancamento (*Pullout*), chamada também de tensão pós-fissuração, é a força necessária para arrancar ou fraturar um elemento de reforço embebido na matriz. Essa tensão pode ser calculada, conforme Naaman (2003), a partir da equação:

$$\sigma_{pc} = \frac{\Lambda}{4} \cdot \tau \cdot V_f \cdot FIER \quad (2.7)$$

Onde:

σ_{pc} = Tensão máxima de arrancamento (Tensão pós-fissuração);

Λ = Coeficiente de orientação e distribuição das fibras;

τ = Tensão de atrito fibra matriz;

V_f = Volume de fibras;

$FIER$ = Razão de eficiência intrínseca da fibra (*Fibre intrinsic efficiency ratio*).

O coeficiente de orientação e distribuição das fibras (Λ) é produto de vários coeficientes: comprimento de arrancamento, fator de orientação, fator de redução de grupo associado ao número de fibras em deslizamento por unidade de área e coeficiente de alongamento (*snubbing*). A razão de eficiência intrínseca da fibra ($FIER$) é definida como a razão da aderência da área de superfície lateral e área da seção da fibra (Figura 15). Essa razão pode ser expressa como:

$$FIER = \frac{\psi l}{A} \quad (2.8)$$

Onde:

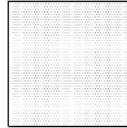
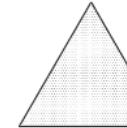
$FIER$ = Razão de eficiência intrínseca da fibra;

ψ = Perímetro da fibra;

l = Comprimento da fibra;

A = Área da seção da fibra.

Figura 15 - Possíveis seções transversais de fibra e valores correspondentes de $FIER$ comparados com a seção de fibra circular

Forma da seção				
$FIER$ relativo	1	1,12	1,28	$> 1,28$

Fonte: Naaman (2003).

Namman (2003) conclui que o aumento da área de superfície lateral de uma fibra, para a mesma secção transversal, acrescenta o atrito e a ligação adesiva ao longo da fibra e conduz um acréscimo na resistência de arrancamento (*Pullout*) e, portanto, na eficiência da fibra.

2.9 Trabalhabilidade

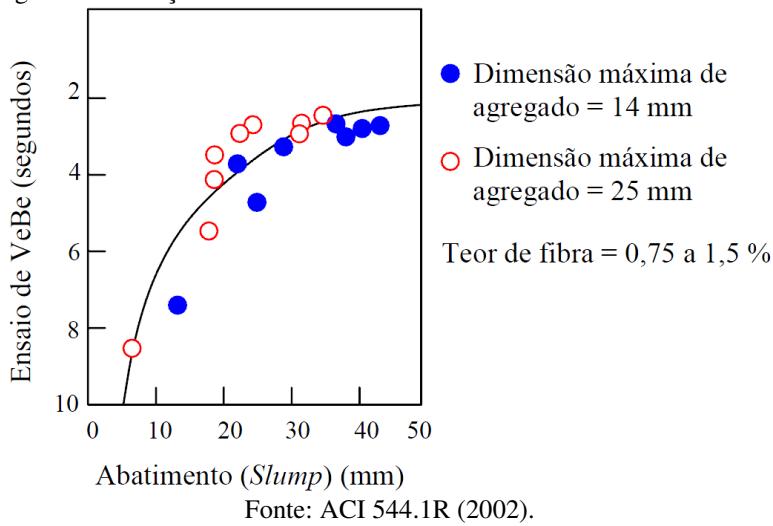
Vários fatores influenciam a trabalhabilidade do concreto reforçado com fibras, por exemplo, o tamanho do agregado graúdo, o fator de aspecto e o volume de fibras utilizado na mistura (MEHTA; MONTEIRO, 2008). O aumento de diâmetro máximo de agregado

graúdo na mistura tem maior efeito na trabalhabilidade do que outros fatores. O fator de compactação é muito importante, segundo Villares (2001), pois a vibração decorrente da ação de compactar pode causar rotação e alinhamento das fibras em determinadas direções. Para evitar a segregação, de acordo com ASTM C1609 (2010) e EN 14651 (2007), é preferível a vibração externa na mistura.

Os ensaios de trabalhabilidade foram desenvolvidos especialmente para o concreto reforçado com fibras de aço. As fibras geralmente tendem a endurecer a mistura e a fazê-la parecer dura, oferecem estabilidade considerável em condições estáticas e, ainda, podem responder bem à vibração. Por exemplo, a aplicação de 1,5% de fibras de aço em um concreto com 200 mm de slump pode diminuir o abatimento em cerca de 30 mm (MEHTA; MONTEIRO, 2008). O enrijecimento das fibras pode desaparecer sob o efeito de vibração. Em termos de mobilidade e capacidade de fluidez, uma mistura de CRFA adequadamente projetada pode ser manipulada da mesma maneira que o concreto simples. A determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone (*Slump*) não é considerada como um bom índice e pode ser enganadora, para a trabalhabilidade da mistura baseada em condições estáticas. Em geral, é recomendado utilizar o efeito dinâmico nos ensaios de trabalhabilidade (BENTUR; MINDESS, 1990).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), o ensaio de VeBe é considerado mais apropriado para avaliar a trabalhabilidade do CRFA. De acordo com ASTM C1170 (2008), o ensaio de VeBe é o tempo necessário para uma determinada massa de concreto se consolidar por vibração em um molde de fôrma cilíndrica sob uma massa adicional. Esse teste é sensível à mobilidade e fluidez de concreto reforçado com fibras e é particularmente útil para mistura que parece ser rígida e dura quando avaliada pelo tronco de cone, conforme apresentada na Figura 16.

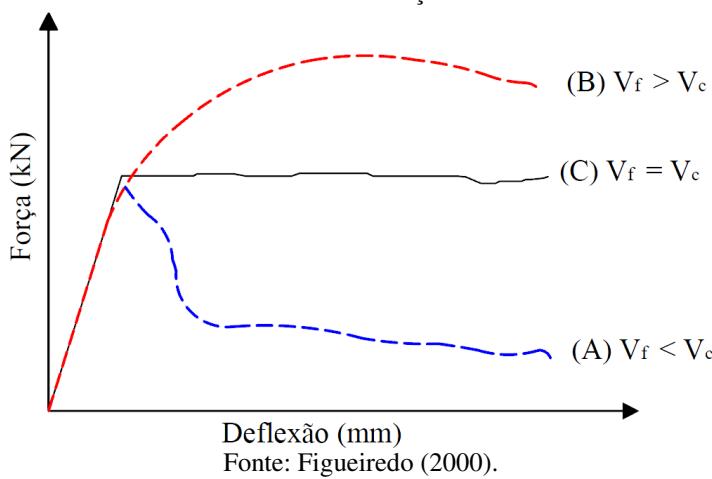
Figura 16 - Relação entre ensaio de VEBE e abatimento de tronco de cone



2.10 Volume crítico das fibras

De acordo com Hannant (1978) e Johnston (2001), o volume crítico das fibras é definido como o volume das fibras que mantém a resistência após a fissuração da matriz e suporta a carga que o compósito sustentou a partir da sua ruptura. Para volumes acima do crítico, o compósito pode aceitar níveis de carregamento crescentes após a ruptura da matriz. Esse conceito é ilustrado na Figura 17.

Figura 17 - Curvas Força x Deflexão de teores de fibra abaixo (A), acima (B) e igual (C) ao volume crítico através de ensaio de tração na flexão



A carga resistida após a fissuração da matriz aumenta com incremento no consumo de fibras, ou seja, o volume de fibras (v_f) é o primeiro elemento a determinar o

comportamento do compósito (FIGUEREIDO, 2011). Para Hannant (1978), se o volume crítico de fibras para reforço foi alcançado, torna-se possível obter múltiplas fissuras na matriz. Essa é uma situação desejável, porque, basicamente, muda um material frágil de fratura única e de baixo consumo de energia para um material pseudodúctil, cujo comportamento mecânico apresenta melhor desempenho na absorção de sobrecargas e choques com um pequeno dano.

O volume crítico depende da resistência da matriz (HANNANT, 1987): quanto maior a resistência, maior a quantidade de fibras para transferir a tensão, aumentando a tenacidade do compósito. A determinação do volume crítico de fibras pode ser realizada a partir do modelo ACK (FIGUEIREDO, 2000). O volume crítico pode ser calculado a partir da equação (2.9):

$$V_{f(crit)} = \frac{\sigma_{mu}}{(\sigma_{fu} - \varepsilon_{mu}E_f + \sigma_{mu})}$$

(2.9)

Onde:

$V_{f(crit)}$ = Volume crítico das fibras, dado em porcentagem em relação ao volume do compósito;

σ_{mu} = Tensão última da matriz;

ε_{mu} = Deformação última da matriz;

E_f = Módulo de elasticidade da fibra;

σ_{fu} = Tensão última da fibra.

Figueiredo (2000) e Hannant (1978) destacam ainda o valor do volume crítico obtido para fibras de aço no concreto, que é em torno de 0,31% para fibras de vidro, 0,4% na pasta de cimento e 0,8% na fibra de polipropileno no concreto. Para Hannant (1978) e Johnston (2001), o cálculo do volume crítico nas condições teóricas envolve vários fatores:

- Comportamento elástico linear da fibra e da matriz;
- A matriz tem comportamento frágil para fissuração;
- O coeficiente de Poisson é zero para fibras e matriz;
- Fibras alinhadas na direção de carregamento;

- Ligação completa entre a fibra e a matriz.

A instabilidade pós-pico ocorre quando o teor de fibras é inferior ao volume crítico. Esse fenômeno acontece após atingir o pico de força máxima correspondente à ruptura da matriz no ensaio de tração na flexão (BENTUR; MINDESS, 1990; VILLARES, 2001).

2.11 Durabilidade de concreto reforçado com fibras de aço

Bentur e Mindess (1990) relatam uma série de pesquisas que constataram que o desempenho do concreto reforçado com fibras foi superior ao convencional, seja com ataques de cloretos, seja por efeito de congelamento.

O concreto reforçado com fibras, quando bem compactado e curado, apresenta excelente durabilidade. Na maioria dos ambientes que contêm cloretos, há formação de ferrugem superficial, mas as fibras envolvidas pelo concreto geralmente não sofrem corrosão (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A distribuição homogênea das fibras (misturada através de uma correta composição) resulta numa proteção à corrosão; já no caso de elementos externos, uma deficiente espessura de comprimento pode comprometer a durabilidade. As fibras na parte carbonatada do concreto apresentam corrosão com o tempo, no entanto, as fibras no interior do concreto estão protegidas (FERREIRA, 2008).

Fibras podem ser utilizadas para melhorar o comportamento no Estado Limite de Serviço (ELS), controlando fissuras e suas aberturas, aumentando assim a durabilidade. Por possuir um alto módulo de elasticidade, elevada resistência à tração e ductilidade, as fibras de aço proporcionam um aumento na tenacidade nas estruturas de concreto, melhorando sua resistência ao impacto e à fadiga, contribuindo para o aumento da durabilidade dessas estruturas (FIGUEIREDO, 2000).

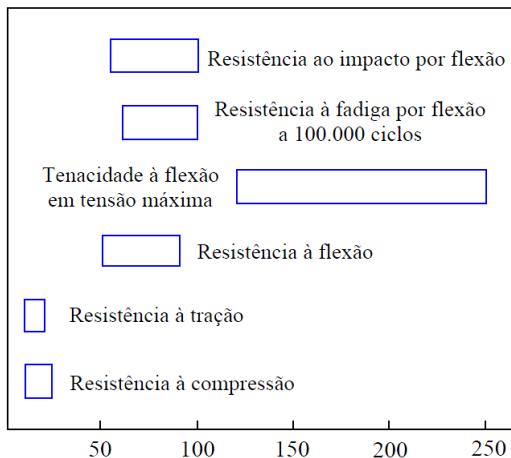
O comportamento em longo prazo do CRFA é condicionado pelos fatores que são, normalmente, atribuídos aos concretos convencionais. A durabilidade do CRFA depende consideravelmente do tipo de fibra utilizada. As fibras metálicas e sintéticas garantem maior durabilidade que as fibras de vidro e as fibras naturais.

As fibras de metálicas devem ser protegidas dos agentes agressivos de forma idêntica à que se realiza com as armaduras convencionais de aço. Os ensaios de avaliação da corrosão sobre fibras metálicas e de sua condição de agressividade revelaram boa resistência à corrosão das fibras, principalmente nas amostras com abertura de fissura menor que 0,2 mm. Acima desta abertura e sob ambientes agressivos, a redução da resistência e da ductilidade do compósito é significativa devido à corrosão das fibras (BARROS, 1995).

2.12 Comportamentos mecânicos de concreto reforçado com fibras de aço

O mecanismo básico do reforço por fibras de aço no concreto faz a diferença na capacidade de deformação das fibras e da matriz. Num primeiro instante, ambas se deformam conjuntamente, até que a matriz sofra ruptura, sendo a força resistida pela matriz transmitida às fibras. Assim, além das propriedades da fibra, a aderência na interface fibra matriz é importante para eficácia do reforço (Figura 18).

Figura 18 - Melhorias relativas a várias propriedades mecânicas do concreto convencional



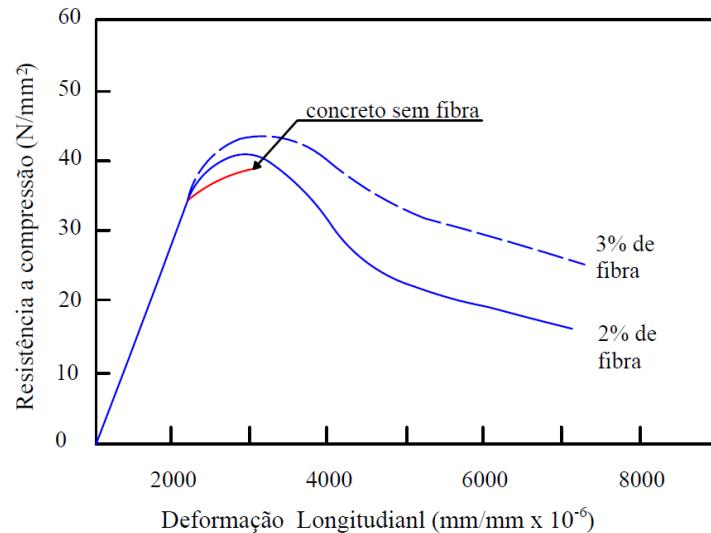
Fonte: Mehta e Monteiro (2008).

2.12.1 Resistência à compressão

Hannant (1978), Bentur e Mindess (1990) e Johnston (2001) destacam que a resistência à compressão da matriz é pouco influenciada pela incorporação de fibras e a adição das fibras para concreto com teor de 1% aumenta a resistência à compressão em cerca de 0 a 25%. A utilização de teores elevados e fibras longas aumentam levemente a resistência à compressão (Figura 19), pois a restrição à deformação transversal provocada pela presença

das fibras impede que o concreto rompa prematuramente por perda de monoliticidade (GARCEZ, 2005).

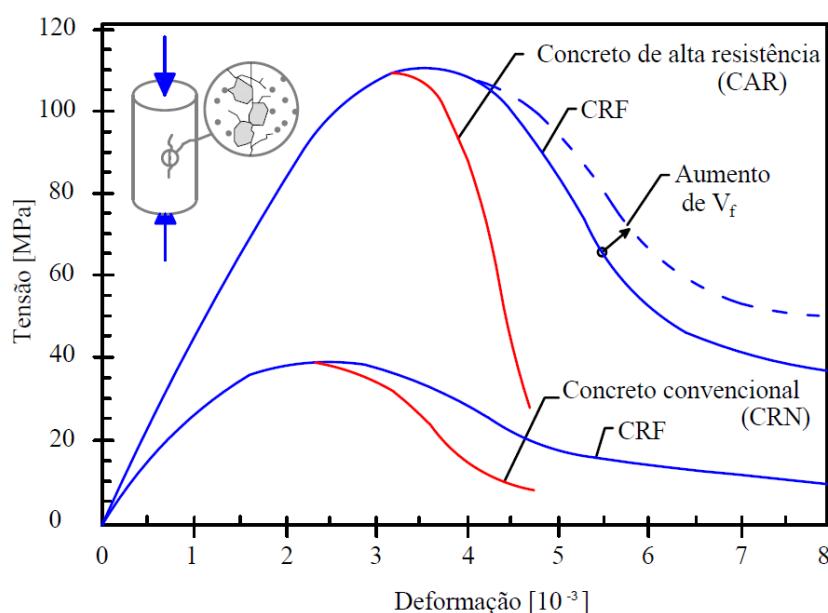
Figura 19 - Aumento da resistência à compressão com aumento de volume de fibra



Fonte: Bentur e Mindess (1990).

Para Mehta e Monteiro (2008) e Figueiredo (2000), o aumento do comprimento das fibras aumenta também a resistência. A adição das fibras eleva a transferência de tensões pelas fissuras e influencia a absorção de energia, aumentando a ductilidade do concreto na resistência à compressão, como está mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Resistência à compressão de concreto reforçado com fibras



Fonte: FIB (2010).

A orientação das fibras no concreto tem grande efeito no desempenho mecânico do compósito. De acordo com Mechtcherine e Jun (2008), a orientação paralela à direção da força aplicada revelou valores levemente mais baixos de resistência à compressão, no entanto, a capacidade de deformação não foi afetada.

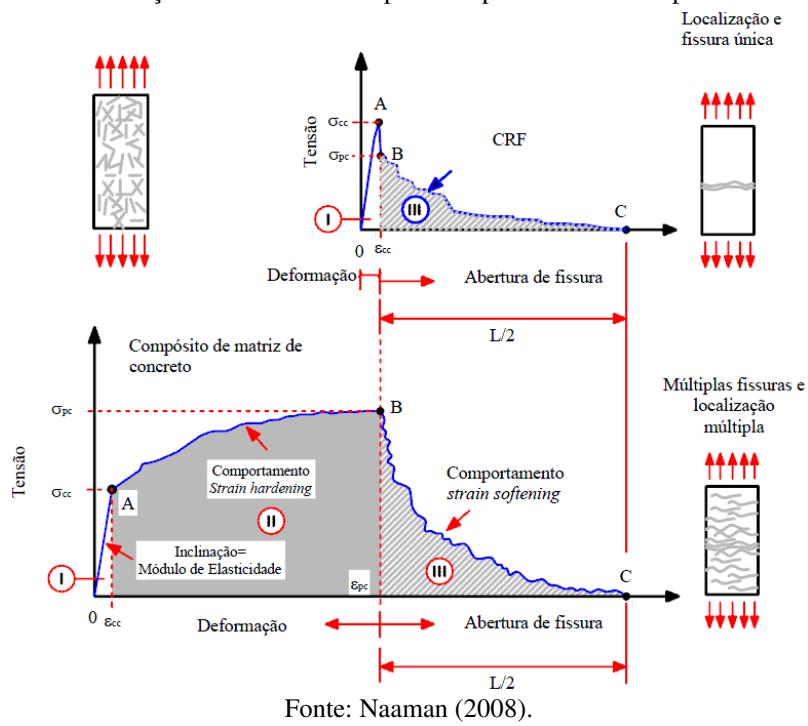
2.12.2 Resistência à tração

Naaman (2008) afirma que os materiais compósitos constituídos de fibras descontínuas com base de matriz cimentícia podem ser classificados de acordo com seus comportamentos à tração, normalmente, dividida em comportamento *strain-softening* e comportamento *strain-hardening*. O comportamento *strain-softening* é caracterizado quando a propagação da fissura desse compósito ocorre imediatamente à localização na região em se encontra a primeira fissura. A outra classificação refere-se ao comportamento *strain-hardening*, que é caracterizado pelas fissuras distribuídas em vários pontos no material após a ocorrência da primeira, conforme a Figura 21.

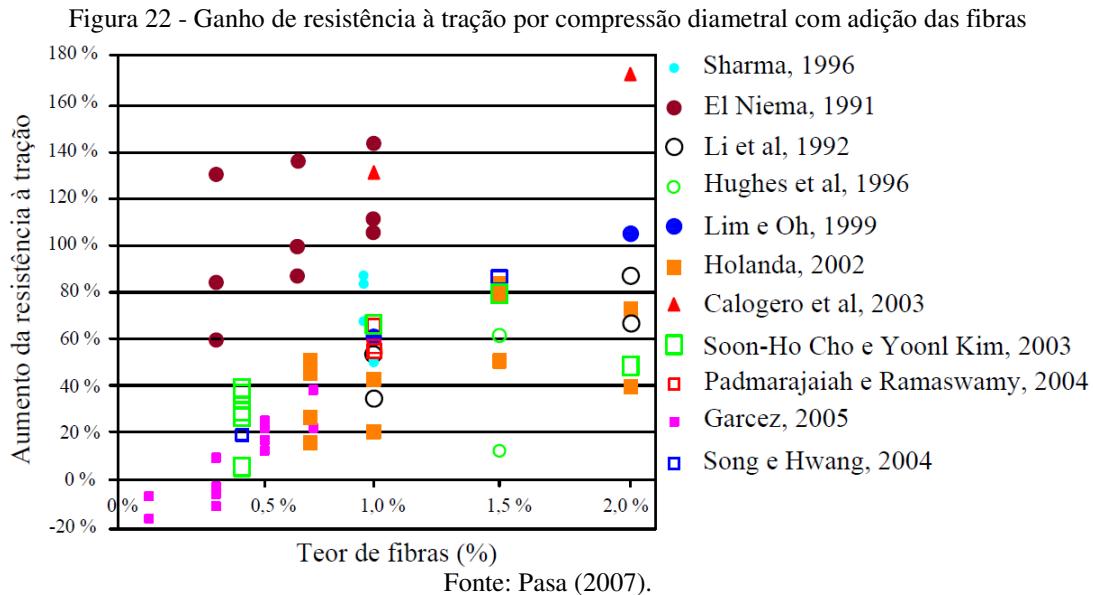
A análise dos diagramas de tensão-deformação de concreto reforçado com fibras (CRF) submetido à tração mostra dois pontos de interesse (NAAMAN, 2003, 2008):

- σ_{cc} - tensão de fissuração – praticamente influenciada pela resistência da matriz;
- σ_{pc} - tensão de pós-fissuração – somente dependente das fibras e da tensão de aderência entre fibra e matriz.

Figura 21 - Classificação dos materiais compósitos a partir de seus comportamentos à tração



O uso dos agregados de maiores dimensões e com elevados teores de fibras na matriz do concreto afetam a resistência à tração, devido ao fato de as fibras apresentarem maior resistência à deformação e tenacidade (GARCEZ, 2005). O concreto é um compósito no qual se podem considerar como fases a pasta, os poros e os agregados (FIGUEIREDO, 2011). O concreto reforçado com fibras de aço, quando submetido à tração, irá deformar com diferentes níveis de tensão para cada uma das fases (FIGUEIREDO, 2011). Segundo Pasa (2007), a adição das fibras no concreto aumenta a resistência à tração por compressão diametral, conforme resultados obtidos por vários pesquisadores e apresentados na Figura 22.



A resistência à tração aumenta com percentagem e capacidade de fixação da fibra à matriz. Todavia, para quantidades de fibras de aço inferior a 2% a resistência à tração não aumenta significativamente, exceto quando se utiliza microsílica, pois, nesse caso, a resistência da interface fibra matriz aumenta. Nos ensaios de tração por compressão diametral, a adição de fibras de aço e microsílica em concreto leve aumentaram até 200% (BARROS, 1995).

2.12.3 Resistência ao impacto

Segundo Garcez (2005), as fibras incorporadas no concreto influenciam significativamente o desempenho dos compósitos no estado endurecido em relação às solicitações de impacto. O emprego de fibras de aço para incremento da resistência ao impacto é viável e eficiente. A resistência ao impacto de concreto reforçado com fibras está relacionada à absorção de energia e também aumenta consideravelmente (MEHTA; MONTEIRO, 2008). A resistência ao impacto do CRFA é incrementada de forma significativa com o aumento do teor de fibras e do seu fator de aspecto. São necessárias cerca de 100.000 fibras longas ou 400.000 fibras curtas por metro cúbico para provocar mudanças mais significativas nesse tipo de comportamento (GARCEZ, 2005).

2.12.4 Resistência à fadiga

A fadiga é a ruptura de um material por esforço cíclico, que acontece num nível de tensão inferior ao determinado durante o ensaio estático (HANNANT, 1978). Isso ocorre no

concreto devido à propagação das microfissuras existentes no material. A cada ciclo de carregamento, aumenta a propagação das fissuras e diminui a área útil para transferência de tensão. Quanto mais próxima da correspondente resistência do material estiver a carga cíclica, menor será o número de ciclos necessários para se atingir a ruptura dela (FIGUEIREDO, 2000).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), a adição de fibras a vigas com armaduras convencionais diminui a abertura das fissuras sob carregamento em fadiga. Quando o CRF é bem projetado, a resistência à fadiga aumenta em cerca de 90% da resistência estática. Para Bentur e Mindess (1990), na zona de pós-fissuração, o módulo de elasticidade do CRF (E_c) submetido ao esforço cíclico é influenciado pela deformação máxima do corpo de prova e pelo tamanho da fissura na ruptura da matriz. No início de esforço cíclico, o módulo de elasticidade do CRF diminui com aumento de deslizamento da fibra na matriz do concreto.

2.12.5 Tenacidade

Para Singh, Shukl e Brown (2004), o desempenho das fibras em um compósito pode ser avaliado por meio de sua tenacidade, pois a maior parte da energia até a ruptura provém da aderência entre a fibra e a matriz. Um dos principais motivos para a incorporação de fibras ao concreto é o acréscimo, na capacidade de absorção, de energia pela matriz. No capítulo seguinte serão apresentados e explicados a tenacidade, os fatores que a influenciam e os métodos de ensaio.

CAPÍTULO 3

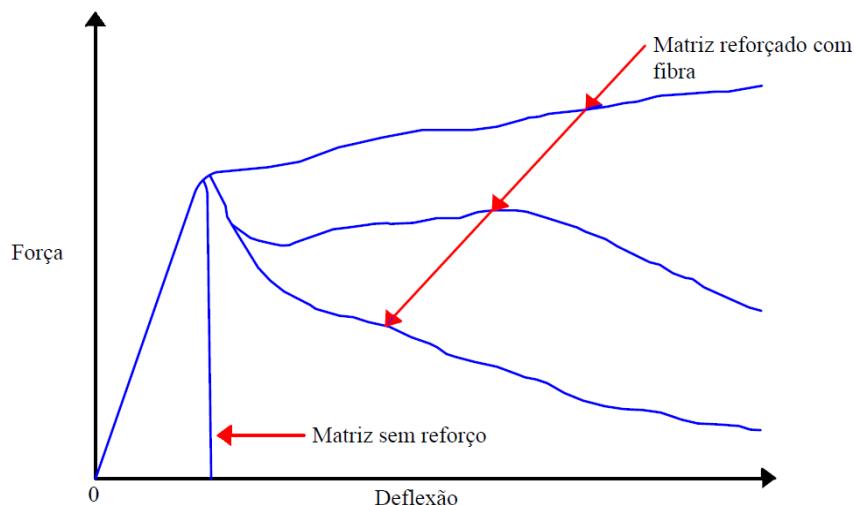
TENACIDADE DO CONCRETO REFORÇADO COM FIBRA INCORPORADA

3.1 Tenacidade

No concreto reforçado com fibras, a energia necessária para vencer os mecanismos de reforço das fibras, que se estabelecem após a fissuração da matriz, é muito superior à energia absorvida na ruptura da matriz. Por isso, a capacidade de absorção de energia é a principal propriedade beneficiada pelo reforço das fibras (BARROS, 1995).

O melhor desempenho do concreto reforçado com fibras quando comparado com concreto convencional vem da sua melhor capacidade de absorver energia durante a fratura. A ruptura da matriz do concreto sem a presença de fibras ocorre de forma frágil, ou seja, o seu comportamento é caracterizado pela rápida propagação das fissuras (resposta pré-pico). Já no caso do concreto reforçado com fibras, a sua ruptura é caracterizada quando a matriz suporta esforços após a sua fissuração (Figura 23), o que ajuda manter a integridade estrutural e de coesão no material (resposta pós-pico) (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Figura 23 - Comportamento de concreto endurecido submetido à flexão com várias adições de fibras



Fonte: ACI 554.1R (2002); Islam (2012).

Há uma série de técnicas disponíveis para a medição da tenacidade do concreto reforçado com fibras. A maioria dessas técnicas adotam corpos de prova prismáticos como base para avaliar a medida da tenacidade, a partir de ensaio de flexão. O método de ensaios disponíveis para a medição da resistência de CRF encontra-se resumido no Quadro 8.

Quadro 8 - Métodos de ensaio para determinação da tenacidade especificada para o concreto projetado reforçado com fibras de aço

Norma ou recomendação	Forma do C.P.	Dimensões do C.P. (mm)	Parâmetros monitorados	Medida da tenacidade
Norma americana ASTM C1550 (American Society for Testing and Materials)	Painel circular	D= 800 h=75	Carga x deflexão média medida no meio do vão	Relação entre a energia absorvida para valores solicitados da deflexão central
Norma japonesa JSCE SF-4 (Japan Society of Civil Engineers)	Prisma	b= 100 ou 150 h=100 ou 150 L=300 ou 450 C=380 ou 500	Carga x deflexão média medida no meio do vão	Energia absorvida até uma deflexão equivalente a L/150. Fator de tenacidade para uma deflexão equivalente a L/150
Norma Europeia EFNARC (European Federation of Producers and Applicators of specialist Products for Structures)	Prisma	b=125 h=75 L=450 c=600	Carga x deflexão média medida no meio do vão	Resistência residual para valores de deflexão de 0,5mm a 4mm
	Placa	b=600 h=100 L=500 x 500 c=600	Carga x deflexão média medida no meio do vão	Energia absorvida até uma deflexão de 25mm

Norma ou recomendação	Forma do C.P.	Dimensões do C.P. (mm)	Parâmetros monitorados	Medida da tenacidade
FIB 2010 (Fédération Internationale Du Béton)	Prisma	b=150 h=150 L=500 c=550	Carga x Abertura de fissura medida no meio do vão	Limite de proporcionalidade (LOP), Resistência residuais para valores de abertura de fissura de 0,5, 1,5, 2,5, 3,5 mm
ASTM C1609 (American Society for Testing and Materials)	Prisma	b=150 h=150 L=450 c=500	Carga x deflexão média medida no meio do vão	Resistência de pico, resistências residuais para valores de deflexão de L/600 e L/150

b = largura do C.P. d = altura do C.P. L = vão livre entre cutelos c = Comprimento do C.P. D = diâmetro do C.P.

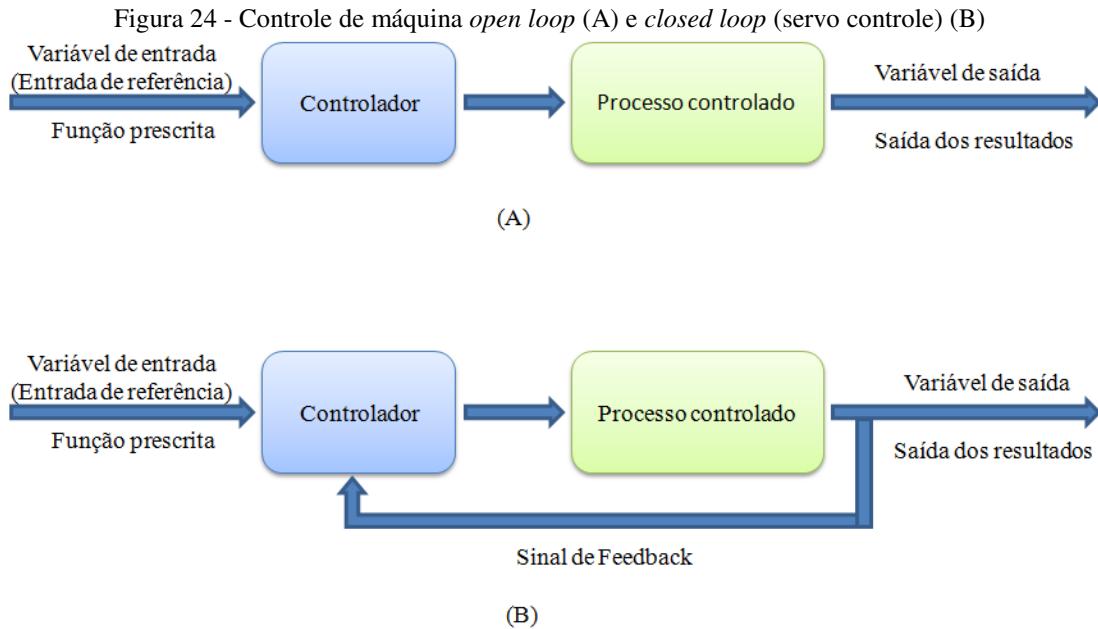
Fonte: Autor.

3.2 Fatores que influenciam na tenacidade de concreto reforçado com fibras de aço

Os fatores que influenciam a medida da tenacidade do concreto reforçado com fibras são: tipo da máquina de ensaio (*open loop* ou *closed loop*), tamanho e geometria do corpo de prova, resistência das fibras, resistência da matriz e teor, espaçamento das fibras, configuração de teste, taxa de carregamento, produção dos corpos de prova (moldagem ou serragem), configuração de carga (concentrada ou linear), temperatura durante o ensaio, tipo de controle de carga (força, deflexão, abertura de fissura), tipo de equipamento de medição (LVDT, *Clip Gage*) e localização de dispositivo de medição da deflexão.

3.2.1 Tipo de máquina de ensaio

Uma das principais atenções na medição de tenacidade à flexão do CRF é a aplicação de controle de *feedback* (um sensor instalado no corpo de prova). Os testes podem ser executados em um arranjo de circuito aberto ou em um arranjo de circuito fechado (Figura 24). Num sistema em circuito fechado, existe *feedback* para controlar a máquina que manipula e ajusta as suas entradas com base num critério previamente determinado. Por outro lado, num sistema em circuito aberto, o circuito de *feedback* não existe e o teste não pode ser executado com um modelo de resposta desejada (ISLAM, 2012). A resposta indesejada está envolvida na região pós-fissuração, imediatamente após a ruptura da matriz, até que as fibras comecem trabalhar por ancoragem e por aderência.



Fonte: Islam (2012).

Para ensaio de tenacidade à flexão nos corpos de prova prismáticos, as variáveis de entrada dependem do tamanho e da geometria do corpo de prova e da velocidade de aplicação de carga, deslocamento ou abertura de fissura. As variáveis de saída podem ser em forma de curva força x deflexão ou de curva força x abertura de fissura. Segundo Villares (2001), a determinação da medida de deflexão de primeira fissura é influenciada pelo tipo de equipamento utilizado para a medida de deflexão, pois as deformações externas da máquina afetam consideravelmente a deflexão de primeira fissura. Além disso, o valor delas representa aproximadamente 5 a 8 vezes o valor verdadeiro de deflexão de primeira fissura. Assim, pode-se confirmar que, na região elástica, as deformações externas influenciam na medida de deflexão e, consequentemente, na tenacidade do CRFA. A influência da localização de dispositivos de medição de deflexão de ensaio de tração na flexão está apresentada no Quadro 9.

Quadro 9 - Medida de deflexão por métodos diferentes

Método de medida do deslocamento vertical	Deflexão de primeira fissura
Medida com o dispositivo “YOKÉ”	0,024
Medida com LVDT no topo da viga	0,683
Medida do deslocamento fibra superior	1,450

Fonte: Villares (2001).

3.2.2 Tamanho e geometria dos corpos de prova

De acordo com ASTM C1609 (2010) e JSCE (1984), o tamanho e a geometria do corpo de prova podem afetar significativamente o resultado da curva força x deflexão, pois quanto maiores as dimensões da seção transversal do corpo de prova, maior será a energia absorvida (Quadro 10). Conforme Villares (2001), a variação do tamanho e da geometria do corpo de prova modifica o mecanismo da ruptura e altera a distribuição de tensões. A curva força x deflexão é influenciada pela rigidez à flexão e ao cisalhamento do corpo de prova. Quando a relação vão/altura é maior, pode ocorrer torção na viga durante o ensaio da tração na flexão e afetar o resultado de ensaio.

Quadro 10 - Influência do tamanho e da geometria do corpo de prova na medida de tenacidade

Teor de fibra (kg/m ³)	Dimensão do corpo de prova (b x h x L) (mm)	Tenacidade à flexão (kN x mm)
20	150 x 150 x 450	29,15
	300 x 150 x 450	62,62
	450 x 150 x 450	112,8
30	150 x 150 x 450	44,84
	300 x 150 x 450	100,03
	450 x 150 x 450	168,13
40	150 x 150 x 450	60,26
	300 x 150 x 450	135,08
	450 x 150 x 450	226,13

Fonte: Villares (2001).

3.2.3 Resistência das fibras

A adição de fibras de alto módulo de elasticidade na matriz de concreto demonstra ser bastante eficaz na redução da fragilidade associada com a ruptura por flexão (BENTUR; MINDESS, 1990). De acordo com a Fédération Internationale du Béton (FIB, 2010), a adição das fibras no concreto modifica as suas propriedades mecânicas. As fibras de aço são capazes de limitar a abertura de fissuras, melhorar a ductilidade e a absorção de energia dos membros.

A transferência de tensões para a fibra ocorre de forma brusca quando a matriz possui maior resistência. Então, se as fibras possuem resistência alta, menor é a probabilidade de ocorrer sua ruptura. Devido à maior aderência da fibra em matrizes de maior resistência, maior é a carga resistida por cada fibra durante seu arrancamento (SALVADOR, 2012).

3.2.4 Resistência da matriz

Além da dosagem da fibra e dos parâmetros geométricos de corpo de prova, as características da tenacidade são significativamente influenciadas pelo aumento da resistência de uma matriz que

pode suportar um pico de carga maior, o que inadvertidamente leva à maior liberação de energia para a ocorrência do pico de carga (DATTATREYA; HARISH; NEELAMEGAN, 2008). O concreto de elevada resistência mecânica apresenta menor absorção de energia (FIGUEIREDO, 2000; VILLARES, 2001). A elevada resistência da matriz produz níveis de ruptura muito regulares por não contornarem os agregados, que se apresentam como material frágil.

Quanto maior o módulo de elasticidade da matriz, maior é o volume crítico necessário para proporcionar ao compósito o comportamento de elasto-plástico perfeito (FIGUEIREDO, 2011). A adição de sílica ativa na matriz de concreto de alto desempenho possui zona de transição menos porosa, o que aumenta a aderência entre fibra e matriz, que leva as fibras a romperem antes de deslizarem, provocando uma queda na tenacidade (VILLARES, 2001).

3.2.5 Teor e espaçamento das fibras

O desempenho mecânico do concreto reforçado com fibras depende de alguns fatores, por exemplo, teor de fibra, dimensões dos agregados e das fibras e geometria dos corpos de prova. O teor de fibra é conhecido como o fator principal quando os outros fatores dentro da mistura são fixados. Quando a dosagem das fibras é maior, a variação do desempenho mecânico do concreto reforçado com fibras por esse fator é menor, pelo fato de que as dosagens elevadas, estatisticamente, permitem mais uniformidade para a mistura e reduz a variação de distribuição de fibras (quando a dosagem é mais elevada mais fibras atravessam a secção) (PARMENTIER; VANDEWALLE; RICKSTAL, 2008).

Bentur e Minddless (1990), Jonhston (2001) e Islam (2012) explicam que o volume de fibra deve ser menor que 2% do volume do concreto. Hannant (1978) afirma que o número das fibras que atravessam a área da fissura é a razão entre o volume de fibras e a área da seção da fibra. O número de fibras é calculado a partir de tipo do sistema, conforme a sua orientação:

$$\text{Para sistema de 1D, } N = \frac{V_f}{\pi \cdot r^2} \quad (3.1)$$

$$\text{Para sistema de 2D (orientação aleatória), } N = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{V_f}{\pi \cdot r^2} \quad (3.2)$$

$$\text{Para sistema de 3D (orientação aleatória), } N = \frac{1}{2} \cdot \frac{V_f}{\pi \cdot r^2} \quad (3.3)$$

Onde:

N = Quantidade de fibras que atravessam a área da fissura;

V_f = Volume de fibras;

r = Raio da fibra.

O espaçamento entre as fibras é a distância entre o centro de uma única fibra e o centro da outra. Também pode ser definido pela quantidade de fibras que atravessam a área da fissura em um determinado plano da seção do compósito (HANNANT, 1978). Em um certo volume de fibra no compósito, a diminuição do diâmetro da fibra leva à redução do espaçamento entre as fibras e, em consequência, a resistência à tração e à absorção de energia aumenta (HANNANT, 1978; VILLARES, 2001). O espaçamento entre D é calculado a partir da orientação das fibras.

No sistema de 1D, o plano de seção do compósito é perpendicular em direção à orientação das fibras:

$$D = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{d}{\sqrt{V_f}} \quad (3.4)$$

Para sistema de 2D, o plano de seção do compósito é perpendicular ao plano de orientação das fibras:

$$D = \frac{\pi}{2\sqrt{2}} \cdot \frac{d}{\sqrt{V_f}} \quad (3.5)$$

Para sistema de 3D, as fibras possuem direções aleatórias:

$$D = \sqrt{\frac{\pi}{2}} \cdot \frac{d}{\sqrt{V_f}} \quad (3.6)$$

Onde:

D = Distância entre o centro de uma fibra individual e o centro de outra;

V_f = Volume de fibras;

d = Diâmetro da fibra.

O aumento de volume de fibras no concreto aumenta a resistência à primeira fissura na tração, diminui a propagação de fissuras e aumenta a tenacidade do compósito (BENTUR; MINDESS, 1990; NAAMAN, 2008). Consequentemente, a resistência à tração é proporcional ao inverso da raiz quadrada do espaçamento das fibras.

3.3 Métodos de avaliação (Medidas da tenacidade)

Godde e Strack (2008) afirmam que a influência da resistência à compressão do compósito e o comportamento de pós-pico na zona de compressão não são considerados quando o corpo de prova prismático está submetido à flexão. As fibras de aço têm provado que podem melhorar o comportamento de vigas e lajes tanto em estado de serviço quanto em aplicações estruturais (estado limite último). No entanto, o uso do CFRA para fins estruturais encontra-se limitado à Europa, devido à falta de normas e recomendações nacionais para este material (FERREIRA, 2008).

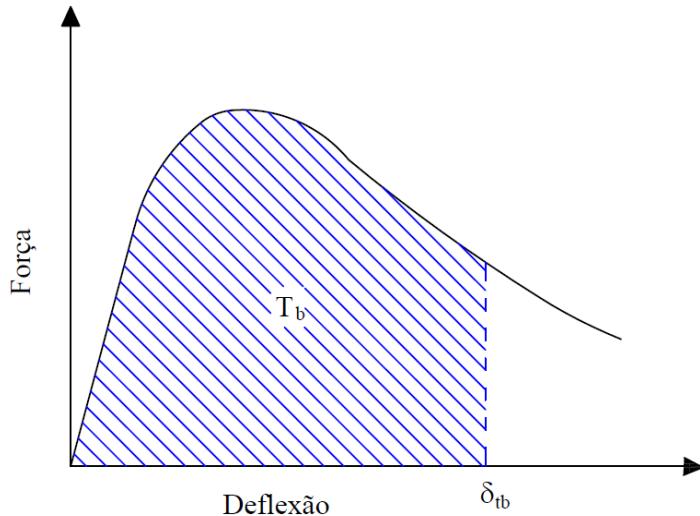
Ferreira (2008) ainda explica que a natureza do CRFA limita a sua aplicação, em grande parte, devido ao seu comportamento pós-fissuração da relação carga x deflexão, que é influenciada pela presença das fibras. Mesmo os métodos de ensaio aplicados de forma correta a estruturas de concreto reforçadas convencionalmente não mostram informações suficientes que permitam caracterizar o CRFA. Assim, requerem-se parâmetros para caracterizar efetivamente este material, como índice de tenacidade e parâmetros de resistência à flexão. Apenas a mecânica da fratura não linear (medida de tenacidade) pode ser a abordagem que condiz tanto com o ensaio físico como com a análise estrutural. Para o CRF, os parâmetros de fratura podem ser descritos pela relação força x abertura de fissura.

Os critérios de desempenho do concreto reforçado com fibras estão baseados em resultados de ensaios de tração na flexão. Os métodos para medir a tenacidade podem ser feitos com base nas normas JSCE-SF4, ASTM C1609 e EN 14651.

3.3.1 Método JSCE-SF4 (1984) – Método de ensaio de resistência à flexão e tenacidade à flexão de concreto reforçado com fibras de aço

De acordo com a Japanese Society of Civil Engineers – Steel Fiber 4 (JSCE-SF4), a tenacidade pode ser medida como sendo a área abaixo da curva força x deflexão do ensaio de tração na flexão dos corpos de prova prismáticos com limite de deflexão de vão/150 (Figura 25). A partir dessa curva podem ser calculados o módulo de ruptura (MOR) e o fator de tenacidade (FT).

Figura 25 - Tenacidade à flexão



Fonte: JSCE-SF4 (1984).

As dimensões dos corpos de prova prismáticos utilizados para o ensaio são 100 mm x 100 mm x 350 mm ou 150 mm x 150 mm x 500 mm, com vão (L) de 300 mm e 450 mm, respectivamente. Conforme a JSCE- SF4 (1984), o ensaio deve ser realizado numa máquina com controle de *open loop*. Segundo Salvador (2012), a aplicação de carregamento ou por deflexões externas é um grande benefício desse método de ensaio. Para medir a deflexão é necessário um *Linear Variable Differential Transformers* (LVDT), acoplado ao dispositivo “YOKÉ” de fixação. Segundo a JSCE-SF4, o dispositivo “YOKÉ” de fixação é feito de pinos e barras metálicas de alumínio ou de aço para fixar o LVDT no centro da face lateral do corpo de prova prismático, conforme apresenta a Figura 26.

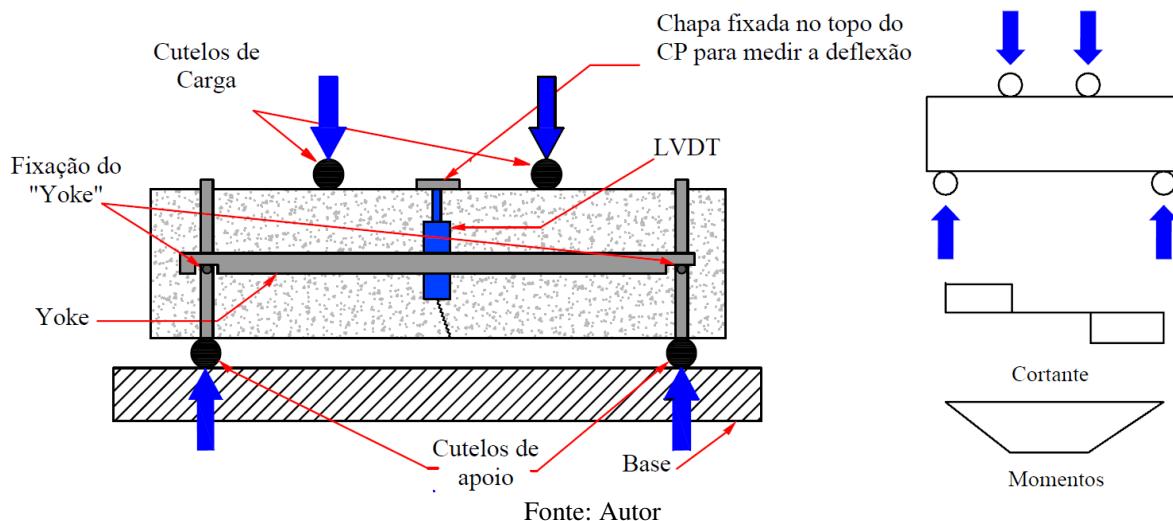
Figura 26 - Ensaio de flexão segundo a JSCE com a utilização de “YOKÉ” e LVDT



Fonte: Autor.

A força aplicada no corpo de prova deve ser contínua sem impacto e as fissuras devem propagar no terço médio de corpo de prova onde está o maior momento (Figura 27). A velocidade de deflexão do corpo de prova prismático depende do comprimento de vão (L) entre os apoios. Segundo a JSCE, o intervalo da velocidade de deflexão deve ser de L/1500 mm/min. a L/3000 mm/min.

Figura 27 - Esquema de ensaio segundo a JSCE-SF4 (1984) e os esforços solicitados de cortante e momentos máximos



Para realizar o método segundo a norma japonesa (JSCE-SF4), recomenda-se que a força máxima aplicada nos corpos de prova não pode ser maior que 1/5 da capacidade total da máquina de ensaio. As faces laterais dos corpos de prova durante a moldagem devem ser consideradas como faces superior e inferior durante o ensaio.

Segundo a JSCE-SF4 (1984), o comprimento deve ser maior que 3 vezes o tamanho da altura do corpo de prova e o desvio padrão da medida da largura e da altura não pode ser maior que 0,2 mm. De acordo com a ACI 554.1R (2002), o módulo de ruptura (MOR) é definido como a maior tensão obtida no ensaio de resistência à flexão de concreto reforçado com fibras. Para obter o valor médio do MOR e do fator da tenacidade (FT), a norma japonesa recomenda utilizar, no mínimo, 4 corpos de prova. O rompimento do corpo de prova deve ocorrer em seu terço médio central e o resultado deve ser descartado se o rompimento ocorrer fora dessa região. O MOR e o FT podem ser expressos em MPa e são calculados a partir das equações 3.7 e 3.8:

$$MOR = P \frac{L}{bh^2} \quad (3.7)$$

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{L}{bh^2} \quad (3.8)$$

Onde:

MOR: Módulo de ruptura em MPa;

P: Força de pico (na ruptura) obtida no ensaio de flexão (N);

FT: Fator de tenacidade à flexão quando a deflexão do corpo de prova for δ_{tb} (equivalente L/150 mm) (MPa);

T_b: Tenacidade à flexão (área abaixo da curva força por deflexão), até o limite de deflexão δ_{tb} (L/150) (kN.mm) (J);

δ_{tb} : deflexão equivalente a L/150 (mm);

L: Vôo de ensaio (mm);

h: Altura do corpo de prova (mm);

b: Largura do corpo de prova (mm).

Villares (2001) afirma que, no método de ensaio JSCE, as deformações externas influenciam pouco o fator de tenacidade e que as deflexões na pós-fissuração não constam no cálculo da tenacidade à flexão e fator de tenacidade. O ponto final de deflexão utilizado (L/150) no método do JSCE para determinação de tenacidade à flexão e fator de tenacidade se encontra fora da zona da instabilidade (ISLAM, 2012).

Os fatores de tenacidade à flexão são dependentes do tamanho e da geometria do corpo de prova, pois afetam significativamente a resposta da curva força x deflexão do concreto reforçado com fibra de aço (BENTUR; MINDESS, 1990; JONHSTON, 2001). Islam (2012) constata que o sistema *open loop* utilizado para realizar o ensaio de tração na flexão segundo JSCE-SF4 (1984) só funciona com resistência à compressão média menor que 60 MPa. Se for maior, ocorrerá falha frágil no compósito. Para evitar esse tipo de comportamento, utiliza-se uma máquina servo controle.

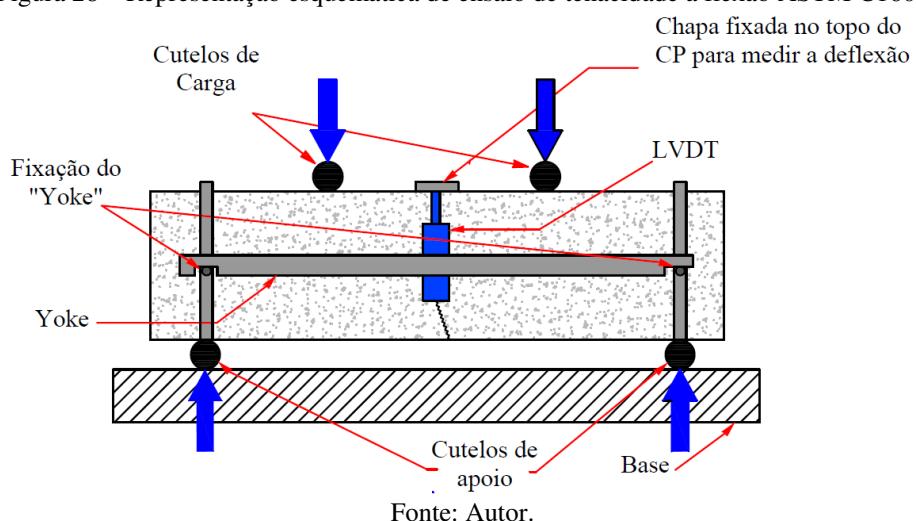
3.3.2 Método ASTM C1609 (2010) – Método de ensaio padrão do desempenho à flexão de concreto reforçado com fibras

Por muitos anos foi utilizada a norma ASTM C1018 (1997) – método de ensaio padrão para a resistência à flexão e força de primeira fissura de concreto reforçado com fibras – para caracterizar o concreto reforçado com fibras. Várias pesquisas concluíram que essa norma apresenta desvantagens, entre elas, a de que os índices da tenacidade dependem da definição da primeira fissura e a de que os parâmetros da tenacidade não são dependentes do tamanho e da geometria do corpo de prova (ISLAM, 2012). Por isso, a norma ASTM C1609 (2010) – método de ensaio padrão do desempenho à flexão de concreto reforçado com fibras – substituiu a norma anterior.

A definição da tenacidade de concreto reforçado com fibras, segundo a ASTM C1609 (2010), é a energia absorvida pelo compósito quando este é submetido à tração na flexão, absorvendo a energia antes e após a ruptura da matriz. É definida também como a área abaixo da curva carga x deflexão. Já a resistência residual é calculada a partir da carga sustentada após da fissuração da matriz em determinados deflexões (SALVADOR, 2012; ISLAM, 2012).

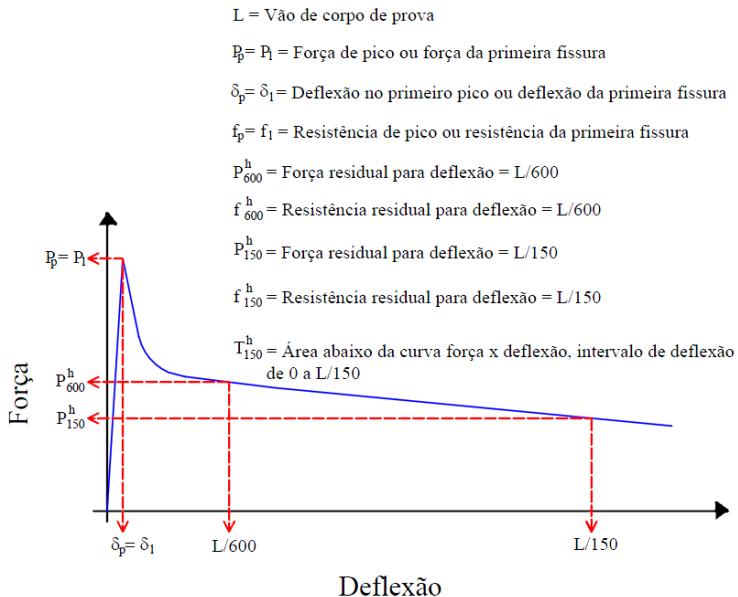
O método ASTM C1609 utiliza corpos de prova prismáticos para realizar o ensaio de tenacidade. As dimensões e o procedimento de ensaio são semelhantes ao método da norma japonesa (Figura 28), especificamente, na apresentação da curva força x deflexão e na força de primeiro pico. São calculadas resistências residuais em determinados pontos na curva força x deflexão.

Figura 28 – Representação esquemática de ensaio de tenacidade à flexão ASTM C1609



De acordo com ASTM C1609 (2010), a largura e a altura de corpo de prova devem ser maiores que 3 vezes o comprimento da fibra. Para os corpos de prova de 150 mm x 150 mm x 500 mm, o comprimento tem que ser de cerca de 50 a 75 mm. Os dados da curva força x deflexão são registrados até o ponto final de deflexão de L/150. A frequência de aquisição dos dados, conforme a ASTM C1609, deve ser, no mínimo, de 2,5 Hz para a deflexão igual a L/900 e, depois, pode ser diminuída para 1 Hz até o final do ensaio. A curva força x deflexão (Figura 29) define como obter a força na ruptura e as forças residuais nas deflexões especificadas.

Figura 29 - Curva de força x deflexão através de ensaio de tração na flexão



Fonte: ASTM C1609.

A velocidade de carregamento de ensaio é dividida em duas partes (Quadro 11), as quais são definidas até deflexões específicas:

- Velocidade inicial até $L/900$ de flexão está relacionada ao trecho elástico onde a carga é transferida da matriz para as fibras e ao início do comportamento elasto-plástico;
- Velocidade secundária de $L/900$ até $L/150$ de deflexão está associada ao comportamento pós fissuração, onde é adotada maior velocidade, pois não ocorre instabilidade nesta etapa.

Quadro 11 - Incremento de velocidade de carregamento

Dimensão de corpo de prova	Velocidade inicial até $L/900$ de deflexão	Velocidade secundária ($L/900$ - $L/150$) de deflexão
100 x 100 x 350 mm	0,025 – 0,075 mm/min	0,05 – 0,2 mm/min
150 x 150 x 500 mm	0,035 – 0,1 mm/min	0,05 – 0,3 mm/min

Fonte: ASTM C1609.

A norma ASTM C1609 (2010) define a força de primeira fissura como a maior força encontrada na curva força x deflexão quando a inclinação da curva é igual a zero. Essa norma tem resposta adequada para compósitos que apresentam comportamento de fissura única (*strain softening*). Por outro lado, os compósitos que apresentam múltiplas fissuras (*strain hardening*) não apresentam a força do pico real devido à queda da carga na curva força x deflexão. A resistência à flexão de primeira fissura não é sempre encontrada na parte inicial da curva de força x deflexão quando o corpo de prova apresenta comportamento elasto-plástico ou comportamento (*strain hardening*)

(ISLAM, 2012). Os cálculos de resistência à flexão de primeira fissura e as resistências residuais são calculadas a partir das equações:

$$f_1 = P_1 \cdot \frac{L}{b \cdot h^2} \quad (3.9)$$

$$f_{600}^h = P_{600}^h \cdot \frac{L}{b \cdot h^2} \quad (3.10)$$

$$f_{150}^h = P_{150}^h \cdot \frac{L}{b \cdot h^2} \quad (3.11)$$

Onde:

f_1 : Resistência de primeiro pico (MPa);

f_{600}^h, f_{150}^h : Resistências residuais para corpos de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for L/600 e L/150, respectivamente (MPa);

P_1 : Força de primeiro pico (N);

P_{600}^h, P_{150}^h : Forças residuais para corpo de prova de altura h , quando a deflexão do corpo de prova for L/600 e L/150, respectivamente (N);

L = Vão de ensaio (mm);

b = Largura de corpo de prova (mm);

h = Altura de corpo de prova (mm).

O coeficiente da resistência à flexão equivalente, $R_{T,150}^d$, é calculado a partir de determinação da resistência à flexão do primeiro pico (MPa) e tenacidade à flexão (área abaixo da curva força x deflexão) (Joule). Esse coeficiente é expresso como percentagens e determinado a partir da equação:

$$R_{T,150}^h = \frac{150 \cdot T_{150}^h}{f_1 \cdot b \cdot h^2} \cdot 100\% \quad (3.12)$$

Onde:

$R_{T,150}^h$ = Coeficiente da resistência à flexão equivalente para corpo de prova de altura h (%);

T_{150}^h = Tenacidade à flexão para corpo de prova de altura h (Joule);

f_1 = Resistência de primeiro pico (MPa);

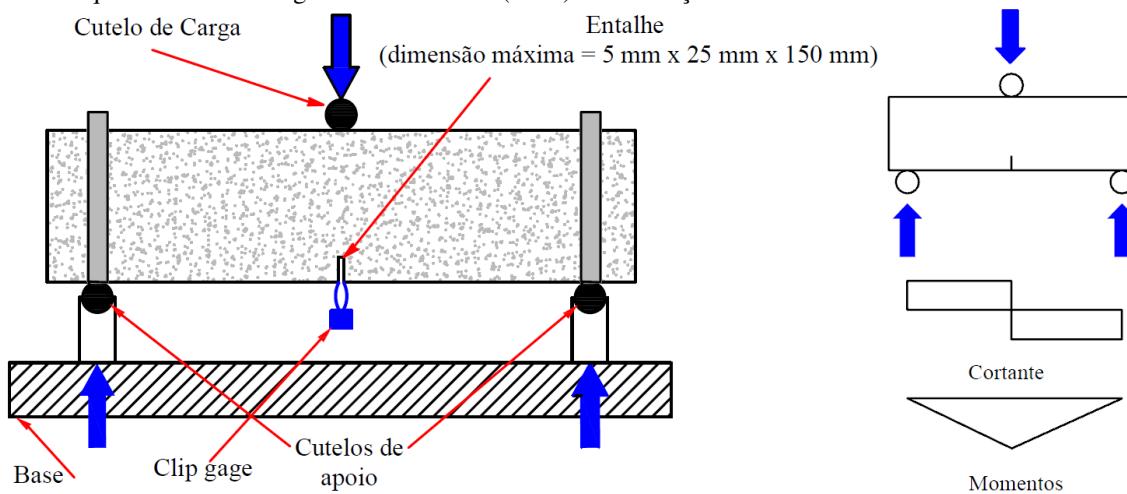
b = Largura do corpo de prova (mm);

h = Altura do corpo de prova (mm).

3.3.3 Método EN 14651 (2007) – Método de ensaio para concreto reforçado com fibras metálicas – Determinação da resistência à tração por flexão (limite de proporcionalidade (LOP) e resistência residual)

O procedimento padrão da EN 14651 (2007) (Figura 30) é recomendado para caracterizar o desempenho do concreto e avaliar a eficácia das fibras, pois permite a medição e a quantificação da resistência à fratura do concreto, além de caracterizar a importância das fibras como reforço e conferir a tenacidade do material (DATTATREYA; HARISH; NEELAMEGAN, 2008).

Figura 30 - Esquema de ensaio segundo a EN 14651 (2007) e os esforços solicitados de cortante e momentos máximos



Fonte: Autor.

O ensaio de corpo de prova entalhado usando o controle CMOD (*Crack mouth opening displacement*), em que a medida da tenacidade é controlada pela abertura da fissura do compósito através do acessório (*Clip Gage*), oferece uma alternativa promissora para caracterizar a tenacidade de CRF (Figura 31). Apesar de uma máquina de ensaio servo-controlada ser necessária, o teste evita muitos dos problemas associados ao ensaio de quatro pontos em vigas sem entalhe. Os resultados podem ser relacionados a parâmetros fundamentais dos materiais e a parâmetros de projetos práticos. Usando uma medida da tenacidade adequada, juntamente com os limites adequados de CMOD e deflexão, os resultados do ensaio poderiam ser aplicados ao projeto estrutural (ISLAM, 2012).

Figura 31 - Ensaio de corpo de prova entalhado usando o controle CMOD segundo EN 14651 (2007)

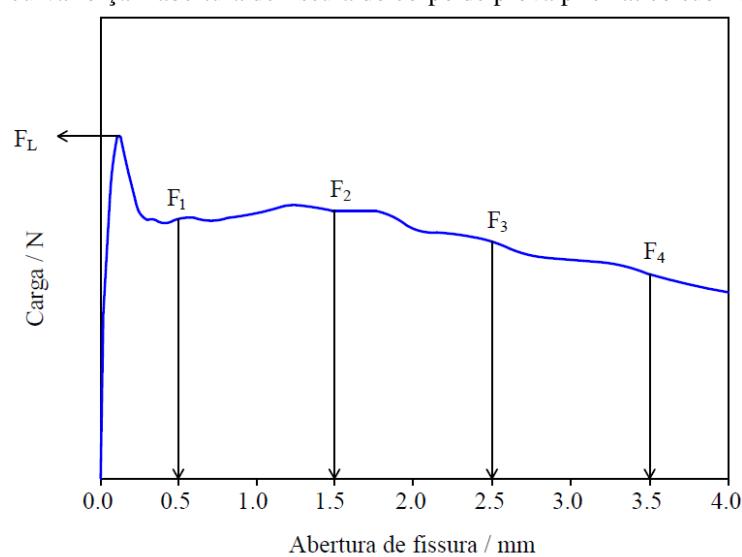


Fonte: Autor.

A norma EN 14651 (2007) indica que, no primeiro trecho do ensaio, a velocidade de abertura de fissura deve ser igual a 0,05 mm/min até 0,5 mm de abertura de fissura. Já no segundo trecho, a velocidade de abertura de fissura é igual a 0,2 mm/min para o intervalo de 0,5 a 4 mm de abertura de fissura.

O método EM 14651 (2007) determina as resistências residuais nos pontos específicos de abertura de fissura durante o ensaio de tração na flexão dos corpos de prova prismáticos com entalhe de 25mm na sua fase inferior. Os pontos específicos da abertura da fissura definem o comportamento mecânico do compósito em vários estágios durante e após da ruptura da matriz, conforme apresentada na Figura 32.

Figura 32 - Esquema de curva força x abertura de fissura do corpo de prova prismático submetido ao ensaio de flexão



Fonte: EN 14651 (2007).

Segundo FIB (2010), o limite de proporcionalidade, também identificado como LOP, e a resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura dos corpos de prova prismáticos, como estão mostrados no gráfico, são calculados pelas expressões:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_L \cdot L}{2bh_{sp}^2} \quad (3.13)$$

$$f_{R,J} = \frac{3F_j L}{2bh_{sp}^2} \quad (3.14)$$

Onde:

$f_{ct,L}^f$ = Limite de proporcionalidade (LOP) (N/mm^2) (MPa);

$f_{R,J}$ = Resistência residual à flexão correspondente à abertura de fissura, onde CMOD = CMOD_j,

onde CMOD_j = (0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm ou 3,5mm) (N/mm^2) (MPa);

F_L = A força correspondente o LOP (N);

F_j = Força corresponde abertura de fissura específica CMOD=COMD_j, onde COMD_j = (0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm ou 3,5 mm) (N);

L = Vão de ensaio (mm);

b = Largura de corpo de prova (mm);

h_{sp} = A distância entre o topo de corpo de prova até o topo de entalhe = 125 mm.

Segundo FIB (2010) e Salvador (2012), o reforço das fibras em elementos estruturais pode substituir (total ou parcialmente) o reforço convencional com as barras de aço. Para classificar a resistência de pós-fissuração de concreto reforçado com fibras, o comportamento elástico linear do compósito pode ser assumido, por considerar a caracterização das resistências residuais de estado limite de serviço ($f_{R,1}$) e estado limite último ($f_{R,3}$). O desempenho do compósito no estado limite último ($f_{R,3}$) pode ser comparado ao do estado limite de serviço ($f_{R,1}$) através da razão $f_{R,3} / f_{R,1}$ (utilizando os valores característicos).

$$f_{R,1k} / f_{Lk} \geq 0,4 \quad (3.15)$$

$$f_{R,3k} / f_{R,1k} \geq 0,5 \quad (3.16)$$

Onde:

f_{Lk} : Resistência do concreto (MPa);

$f_{R,1k}$ e $f_{R,3k}$: Resistências residuais para abertura de fissura de 0,50 mm e 2,50 mm, respectivamente (MPa).

Segundo FIB (2010), o valor de $f_{R,1k}$ é determinado pela seguintes categorias: 1,0 MPa; 1,5 MPa; 2,0 MPa; 2,5 MPa; 3,0 MPa; 4,0 MPa; 5,0 MPa; 6,0 MPa; 7,0 MPa e 8,0 MPa. A razão $f_{R,3k} / f_{R,1k}$ pode ser definida pelas letras a, b, c, d, e, correspondentes aos valores no Quadro 12.

Quadro 12 - Classes para as resistências residuais $f_{R,3k} / f_{R,1k}$, obtidas pelo ensaio EN 14651

Letra	Condição
a	$0,5 \leq f_{R,3k} / f_{R,1k} \leq 0,7$
b	$0,7 \leq f_{R,3k} / f_{R,1k} \leq 0,9$
c	$0,9 \leq f_{R,3k} / f_{R,1k} \leq 1,1$
d	$1,1 \leq f_{R,3k} / f_{R,1k} \leq 1,3$
e	$1,3 \leq f_{R,3k} / f_{R,1k}$

Fonte: FIB (2010).

Conforme EN 14651 (2007), a correlação entre a abertura de fissura e a deflexão pode ser estabelecida a partir a equação (3.17).

$$\delta = 0,85 \cdot COMD + 0,04 \quad (3.17)$$

Onde:

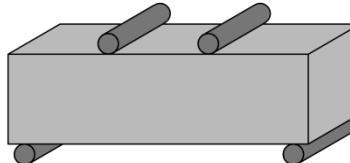
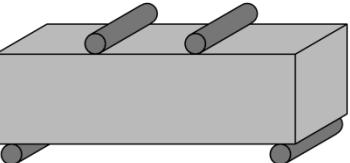
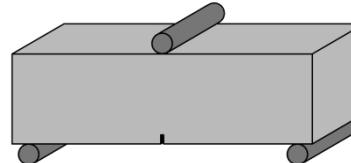
δ = Deflexão (mm);

$COMD$ = Abertura de fissura (mm).

3.4 Resumo dos ensaios

O resumo dos ensaios das normas ASTM C1609 (2010), JSCE-SF4 (1984) e EN 14651 (2007) se apresenta no Quadro 13.

Quadro 13 - Resumo dos ensaios dos procedimentos normalizados

Item	JSCE-SF4 (1984)	ASTM C1609 (2010)	EN 14651 (2007)
Esquema de ensaio			
Tipo de controle de ensaio	<i>Open loop</i>	<i>Closed loop</i>	<i>Closed loop</i>
Equipamento de controle da máquina	LVDT	LVDT	LVDT ou <i>Clip Gage</i>
Geometria do corpo de prova	Prismático	Prismático	Prismático
Dimensões do corpo de prova e velocidade de ensaio	100 mm x 100 mm x 350 mm 150 mm x 150 mm x 500 mm	100 mm x 100 mm x 350 mm 150 mm x 150 mm x 500 mm	150 mm x 150 mm x 550 mm
Primeira velocidade de deflexão ou da abertura de fissura	(Para C.P. 100 x 100 x 350) L/1500 a L/3000 (mm/min)	(Para C.P. 100 x 100 x 350) 0 a L/900 (mm) de deflexão: 0,025 a 0,075 L/900 a L/150 de deflexão: 0,05 a 0,2 (mm/min)	0 a 0,5 (mm) de abertura de fissura: 0,05 (mm/min)
Segunda velocidade de deflexão ou da abertura de fissura			0,5 a 4 (mm) de abertura de fissura: 0,2 (mm/min)
Primeira velocidade de deflexão ou da abertura de fissura	(Para C.P. 150 x 150 x 500) L/1500 a L/3000 (mm/min)	(Para C.P. 150 x 150 x 500) 0 a L/900 (mm) de deflexão: 0,035 a 0,1 (mm/min)	—
Segunda velocidade de deflexão ou da abertura de fissura		L/900 a L/150 de deflexão: 0,05 a 0,3 (mm/min)	—

Fonte: Autor.

CAPÍTULO 4

MATERIAIS UTILIZADOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 Introdução

O programa experimental foi elaborado com a finalidade de avaliar a tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço. O experimento consistiu na comparação entre os ensaios propostos pelas normas ASTM C1609, JSCE-SF4 e EN14651. O concreto foi produzido no Laboratório de Materiais e Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia.

4.2 Materiais

Para moldagem dos corpos de prova cilíndricos de concreto, conforme prescrições da ABNT NBR 5738 (2007), e prismáticos, de acordo com as normas ASTM (2010), JSCE-SF4 (1984) e EN (2007), foram utilizados os materiais expostos na sequência deste trabalho.

4.2.1 Cimento Portland CP III 40 RS

Para produção do concreto dos corpos de prova prismáticos, foi utilizado o cimento CP III 40 RS. Esse cimento produz baixo calor de hidratação e, consequentemente, reduz o acréscimo da temperatura no interior da massa de concreto, permitindo, assim, maior controle de fissuras de origem térmica. O Quadro 14 apresenta as características físicas do cimento CP III 40 RS:

Quadro 14 - Caracterização física do cimento CP III 40 RS

Propriedades físicas		CP III 40 RS	Limites	Norma
Massa específica (g/cm ³)		2,98		NBR NM 23:2000
Finura	Resíduo na peneira 200 mm (%)	0,48	<8	NBR 11579:2012
	Área específica (m ² /kg)	403		NBR NM 76:1998
Tempo de pega (min)	Início de pega	236	≥ 60	NBR NM 65:2003
	Fim de pega	448	≤ 720	NBR NM 65:2003
Resistência à compressão (min)	7 dias	27,1	≥ 23	NBR 5735:1991
	28 dias	41,2	≥ 40	NBR 5735:1991

Fonte: Autor.

4.2.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado foi areia lavada de rio da região do Triângulo Mineiro. Foram produzidas duas misturas de concreto, cujo agregado miúdo foi peneirado com dimensão máxima de 4,75mm. As características do agregado miúdo estão apresentadas no Quadro 15.

Quadro 15 - Caracterização do agregado miúdo

Agregado miúdo			
Ensaios realizados	Resultados	Limites	Método de ensaio
Massa específica (g/cm ³)	2,61	--	NBR NM 52:2009
Massa unitária (g/cm ³)	1,42	--	NBR NM 45:2006
Dimensão máxima (mm)	4,75	--	NBR NM 248:2003
Módulo de finura	2,34	--	NBR NM 248:2003
Granulometria	Areia média	--	NBR NM 248:2003

Fonte: Autor.

4.2.3 Agregado graúdo

Na produção do concreto foi utilizado agregado graúdo de basalto, cujas características estão apresentadas no Quadro 16.

Quadro 16 - Caracterização do agregado graúdo

Agregado graúdo			
Ensaios realizados	Resultados	Limites	Método de ensaio
Massa específica (g/cm^3)	2,81	--	NBR NM 53:2009
Massa unitária no estado solto (g/cm^3)	1,53	--	NBR NM 45:2006
Massa unitária no estado compactado (g/cm^3)	1,67	--	NBR NM 45:2006
Dimensão máxima (mm)	19	--	NBR NM 248:2003
Módulo de finura	6,89	--	NBR NM 248:2003
Granulometria	Dmax=19 mm	d/D=9,5/25	NBR NM 248:2003

Zona granulométrica correspondente à menor (d) e à maior (D) dimensões do agregado graúdo

Fonte: Autor.

4.2.4 Aditivo

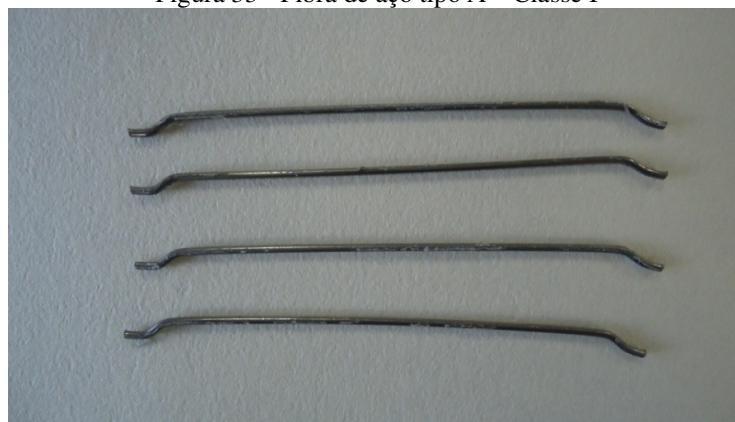
O aditivo superplastificante GLENIUM 3400NV foi utilizado para atingir a trabalhabilidade (*Slump*) adequada do concreto fresco e não influenciar significativamente no tempo de pega. As características desse superplastificante estão apresentadas a seguir:

- Aspecto líquido;
- pH aproximado de 7,8;
- Densidade aproximada de $1,05 \text{ gm}/\text{cm}^3$;
- Cor: marrom escuro.

4.2.5 Fibras de aço

A fibra de aço utilizada na matriz do concreto foi a DRAMIX 65/60. É classificada como de seção circular do tipo A (fibra de aço com ancoragens nas extremidades), classe I (fibra oriunda de arame trefilado a frio) ABNT NBR 15530 (2007) (Figura 33). Foi verificado o controle de recebimento das fibras conforme mostrado no Quadro 17.

Figura 33 - Fibra de aço tipo A – Classe I



Fonte: Autor.

Quadro 17 - Plano de amostragem para aceitar um lote de fibras ABNT 15530 (2007)

Ensaio	Amostragem mínima	% mínima de fibras
Dobramento	10 fibras	90
Verificação dimensional	60 fibras	90
Verificação de defeitos	200 g	95

Fonte: Autor.

Para a verificação dimensional, foram analisadas 100 fibras de aço por meio da utilização de um paquímetro digital com precisão de 0,01mm. Os resultados estão mostrados no Quadro 18.

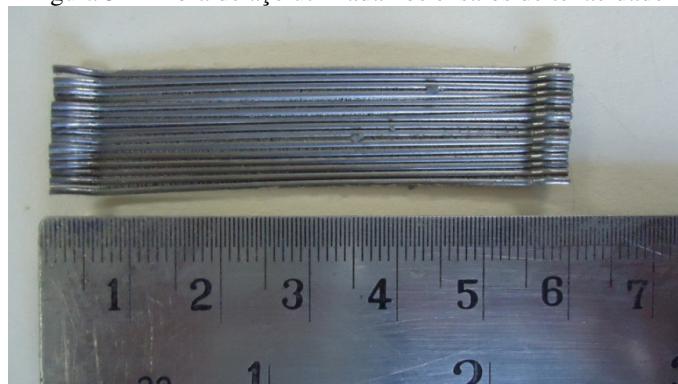
Quadro 18 - Verificação dimensional da fibra de aço

Fibra de aço	Dimensão média (mm)
Comprimento	59,10 ± 0,49
Diâmetro da fibra	0,88 ± 0,03
Fator de forma	67,16 ± 2,69

Fonte: Autor.

Segundo a ABNT NBR 15530 (2007), o fator de forma mínimo para fibra de aço tipo A com classe I é igual a 40 e, conforme a ACI 318 (2011), o fator de forma máximo é igual a 100. Dessa maneira, o fator de forma satisfaz os critérios normativos. A Figura 34 apresenta as fibras de aço utilizadas nos ensaios de tenacidade à flexão.

Figura 34 - Fibra de aço utilizada nos ensaios de tenacidade



Fonte: Autor.

Foi verificada também a presença de defeitos de cortes na região da ancoragem por meio de inspeção visual. Foram utilizadas 300g de fibras de aço e, após a inspeção, não foi encontrado defeito na região de ancoragem.

4.3 Dosagem do concreto

Foram utilizadas misturas de concretos de referência (concreto sem fibras) a fim de atingir resistência à compressão do concreto de 30 MPa (Traço I e Traço II) e 40 MPa (Traço III e Traço IV). Com adição de fibras com teores de 30 kg/m³ e 60 kg/m³ para cada classe de resistência, foram formados quatro traços de concreto reforçado com fibras de aço, cujas composições e consumo de materiais estão mostradas no Quadro 19.

Quadro 19 - Composições e consumo de materiais dos traços utilizados

Componentes	Traços							
	Traço I $f_{ck} = 30 \text{ (MPa)}$		Traço II $f_{ck} = 30 \text{ (MPa)}$		Traço III $f_{ck} = 40 \text{ (MPa)}$		Traço IV $f_{ck} = 40 \text{ (MPa)}$	
	S/fibras	C/fibras	S/fibras	C/fibras	S/fibras	C/fibras	S/fibras	C/fibras
Cimento (kg/m ³)	333,86	332,50	333,86	331,24	376,79	375,08	376,79	373,51
Areia (kg/m ³)	671,06	668,32	671,06	665,80	753,58	750,15	753,58	747,03
Brita (kg/m ³)	1227,95	1222,92	1227,95	1218,31	1130,37	1125,23	1130,37	1120,54
Água (l/m ³)	178,62	177,89	178,62	177,21	162,02	161,28	162,02	160,61
Aditivo (l/m ³)	0,47	1,03	0,47	1,03	1,41	2,12	1,41	2,475
Teor de ar %	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Teor de fibra	-	30 kg/m ³ (0,38% de volume)	-	60 kg/m ³ (0,77% de volume)	-	30 kg/m ³ (0,38% de volume)	-	60 kg/m ³ (0,77% de volume)

Fonte: Autor.

A ABNT NBR 14931 (2004) recomenda que, para o uso de aditivos em quantidades menores do que 2g/kg de cimento, exige-se que este seja disperso em parte da água de amassamento. Se o total líquido contido no aditivo exceder 3 dm³/m³ de concreto, seu conteúdo de água deve ser considerado no cálculo da relação água/cimento. Nos ensaios, o maior volume de aditivo utilizado foi para traço IV (40 MPa, teor de fibra 60 kg/m³), de 693 ml. O peso de aditivo/cimento foi 1,95 g/kg e o total líquido contido no aditivo foi 2,475 dm³/m³ em relação ao volume de concreto. Para os outros traços, o volume de aditivo foi menor também. Segundo a recomendação da norma, foi disperso o volume de aditivo em parte da água de amassamento.

4.4 Produção do concreto

Após a separação dos materiais para cada traço, foi corrigida a quantidade de água em função da umidade do agregado miúdo segundo a NBR NM 30 (2001). Foram recolhidas cuidadosamente 6 amostras de 100 gramas cada e foi determinada com balança de precisão a massa de 0,01 grama, segundo a NBR NM 26 (2009). Depois, as amostras foram levadas para estufa com temperatura de 100°C e ficaram mantidas por 24 horas. Após esse processo, foi determinada a massa das amostras secas na mesma balança. A umidade foi calculada na seguinte expressão:

$$U = \frac{Pu - Ps}{Ps} \cdot 100\% \quad (4.1)$$

Onde:

U : Umidade do agregado miúdo (%);

Pu : Peso úmido do agregado miúdo (gramas);

Ps : Peso seco do agregado miúdo (gramas).

A umidade do agregado miúdo foi determinada para todos os traços conforme apresentada no Quadro 20.

Quadro 20 - Absorção de água do agregado miúdo

Item	Traço I $f_{ck} = 30$ (MPa)	Traço II $f_{ck} = 30$ (MPa)	Traço III $f_{ck} = 40$ (MPa)	Traço IV $f_{ck} = 40$ (MPa)
	T.F= 30 kg/m ³	T.F= 60 kg/m ³	T.F= 30 kg/m ³	T.F= 60 kg/m ³
Umidade (%)	0,002	0,003	0,01	0,002

Fonte: Autor.

O volume do concreto para cada traço foi igual a 283 litros. Na produção do concreto foi utilizada uma betoneira de 580 litros para misturar a quantidade do concreto por traço, conforme apresenta a Figura 35.

Figura 35 - Betoneira com capacidade de 580 litros



Fonte: Autor.

Foram moldados 64 corpos de prova prismáticos e 128 corpos de prova cilíndricos para todos os traços. Após a produção do concreto, os corpos de prova utilizados nos ensaios de caracterização foram moldados em fôrmas cilíndricas metálicas padronizadas com dimensões de 100 mm x 200 mm. Também foram utilizadas fôrmas metálicas para moldagem dos prismas de dimensões 150 mm x 150 mm x 500 mm.

Para moldagem dos prismas dos corpos de prova com dimensão de 150 mm x 150 mm x 550 mm, foram utilizadas fôrmas de madeira. Todos os corpos de prova foram untados com óleo diesel, a fim de facilitar a retirada após a cura, conforme mostrada na Figura 36.

Figura 36 - Preparação dos corpos de prova



Fonte: Autor.

4.5 Procedimento para a produção do concreto em cada traço

O procedimento para a produção do concreto foi composto de duas etapas, as quais foram repetidas para as quatro traços requeridos.

ETAPA 1 - Realizou-se a imprimação da superfície interna da betoneira, com finalidade de reduzir a perda de água do traço. Após esse processo, foi colocado agregado graúdo e metade de volume de água em um tempo máximo de mistura de 1 minuto. Em seguida, adicionou-se o cimento, que foi deixado por mais 1 minuto, e, em seguida, colocou-se o agregado miúdo e o restante de água misturada com o aditivo para um tempo de mistura de todos os materiais em torno de 5 minutos. Para cada betonada foi executada a moldagem de acordo com a norma NBR 5738 (2007). No Quadro 21 estão relatados os números dos corpos de prova moldados em cada betonada.

Quadro 21 - Número dos corpos de prova utilizados para cada betonada

Item	Traço I $f_{ck} = 30$ (MPa)		Traço II $f_{ck} = 30$ (MPa)		Traço III $f_{ck} = 40$ (MPa)		Traço IV $f_{ck} = 40$ (MPa)	
	S/ fibras	C/ fibras (30 kg/m ³)	S/ fibras	C/ fibras (60 kg/m ³)	S/ fibras	C/ fibras (30 kg/m ³)	S/ fibras	C/ fibras (60 kg/m ³)
Corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm)	16	16	16	16	16	16	16	16
Corpos de prova prismáticos (150 mm x 150 mm x 500mm) segundo JSCE - SF4	4	4	4	4	4	4	4	4
Corpos de prova prismáticos (150 mm x 150 mm x 500mm) segundo ASTM C1609	-	4	-	4	-	4	-	4
Corpos de prova prismáticos (150 mm x 150 mm x 550mm) Segundo EN 14651	-	4	-	4	-	4	-	4

Fonte: Autor.

Para avaliar a consistência do concreto, retirou-se uma parte da mistura para a realização do ensaio de abatimento de tronco de cone segundo a NBR NM 67 (1998) e também determinou-se a massa específica do concreto no estado fresco. A mistura foi colocada num recipiente de volume conhecido (14,8 litros) em três camadas e cada camada foi compactada e adensada com 25 golpes da haste de compactação, de acordo com os procedimentos da ABNT NBR 9833 (2008) (Figura 37 e Figura 38).

Figura 37 - Ensaio de abatimento de tronco de cone



Fonte: Autor.

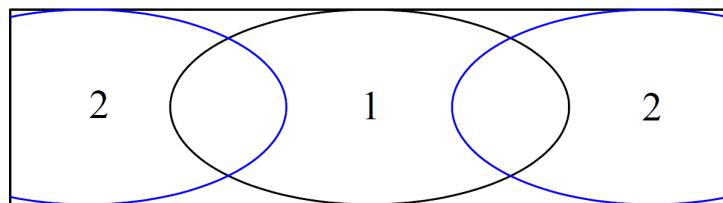
Figura 38 - Regularização da superfície do recipiente preenchido com concreto para determinação da massa específica



Fonte: Autor.

A moldagem dos corpos de prova foi iniciada no terço médio (área 1) das formas prismáticas e, em seguida, foram preenchidos os outros terços (área 2), conforme mostra a Figura 39.

Figura 39 - Método de moldagem dos corpos de prova prismático



Fonte: EN 14651 (2007).

Após a moldagem dos corpos de prova prismáticos e cilíndricos, procedeu-se a etapa de adensamento do concreto, que foi realizada com a utilização de uma mesa vibratória, conforme demonstrado na Figura 40.

Figura 40 - Mesa vibratória utilizada para o adensamento de concreto (A) e concreto sob vibração (B)



Fonte: Autor.

O tempo de vibração adotado foi de 10 segundos. O tempo total da mistura dos materiais, lançamento nas formas, adensamento e acabamento superficial por meio de uma colher de pedreiro foi realizado em um prazo recomendado de 25 minutos.

ETAPA 2 – Finalizando a moldagem dos corpos de prova na ETAPA 1, era adicionada a fibra considerando o volume remanescente de concreto na betoneira. Na sequencia, Procedeu-se os mesmos passos na produção do concreto convencional na ETAPA 1, porém, verificou-se que, ao adicionar as fibras na matriz do concreto, a sua trabalhabilidade reduziu consideravelmente. Assim, foi acrescentado o teor de aditivo superplastificante. O tempo de mistura foi de 5 minutos.

A massa específica do concreto no estado fresco foi determinada conforme a ABNT NBR 9833 (2008), da mesma maneira que foi realizada a produção do concreto convencional relatado anteriormente. Após vários testes no laboratório, observou-se que a realização do ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme prescrição da NBR NM 67 (1998) para teor de fibra de 60 kg/m³, não apresentou resultados satisfatórios. Os resultados obtidos para o abatimento do tronco do cone e a massa específica do concreto convencional e concreto com fibras de aço estão mostrados no Quadro 22.

Quadro 22 - Abatimento de tronco de cone e massa específica de cada betonada

Item	Traço I $f_{ck} = 30$ (MPa)		Traço II $f_{ck} = 30$ (MPa)		Traço III $f_{ck} = 40$ (MPa)		Traço IV $f_{ck} = 40$ (MPa)	
	S/ fibras	C/ fibras (30 kg/m ³)	S/ fibras	C/ fibras (60 kg/m ³)	S/ fibras	C/ fibras (30kg/m ³)	S/ fibras	C/ fibras (60 kg/m ³)
Trabalhabilidade (Slump) (mm)	105	92	94	70	81	78	73	56
Massa específica (kg/m ³)	2381	2479,73	2381,76	2527,03	2349,50	2476,35	2345,90	2537,00

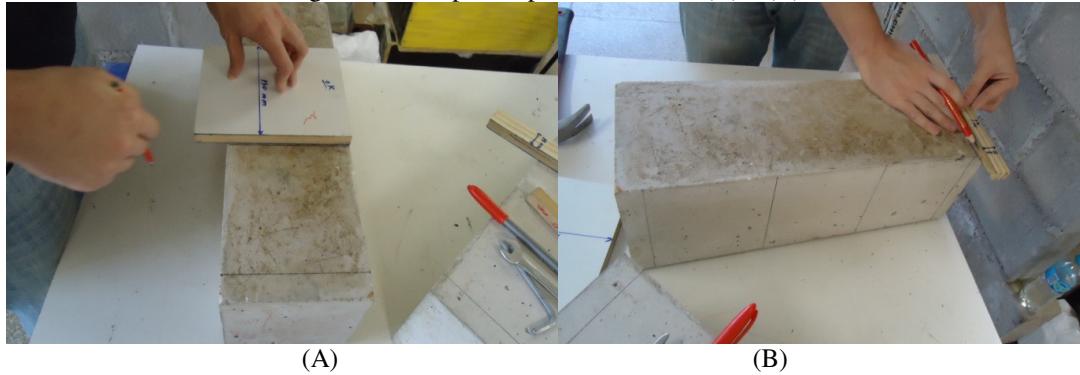
Fonte: Autor.

Foram moldados 8 corpos de prova prismáticos com dimensões de 150 mm x 150 mm x 500 mm, 4 corpos de prova prismáticos com dimensões de 150 mm x 150 mm x 550 mm e 16 corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 mm x 200 mm, de concreto reforçado com fibras de aço. Após 4 horas de moldagem, os corpos de prova foram cobertos por um pano molhado e mantidos por 24 horas. Após esse período, os corpos de prova foram transferidos para um tanque de água, onde ficaram submersos até a data de realização de ensaio, de acordo com procedimento da norma EN 14651 (2007).

4.6 Preparação dos corpos de prova prismáticos no estado endurecido

Os corpos de prova prismáticos foram marcados e numerados para todos os traços. Essas marcações facilitaram o alinhamento e a colocação do corpo de prova sobre a base da máquina de ensaio e facilitaram também a aplicação do dispositivo “YOKE” no corpo de prova. Os suportes do dispositivo “YOKE” foram colocados sobre os cutelos da base da máquina de ensaio, para que não ocorresse rotação que influenciasse a medida de deslocamento, como se observa na Figura 41 e na Figura 42.

Figura 41 - Corpos de prova marcados (A) e (B)



Fonte: Autor.

Figura 42 - Suportes do dispositivo “YOKER”



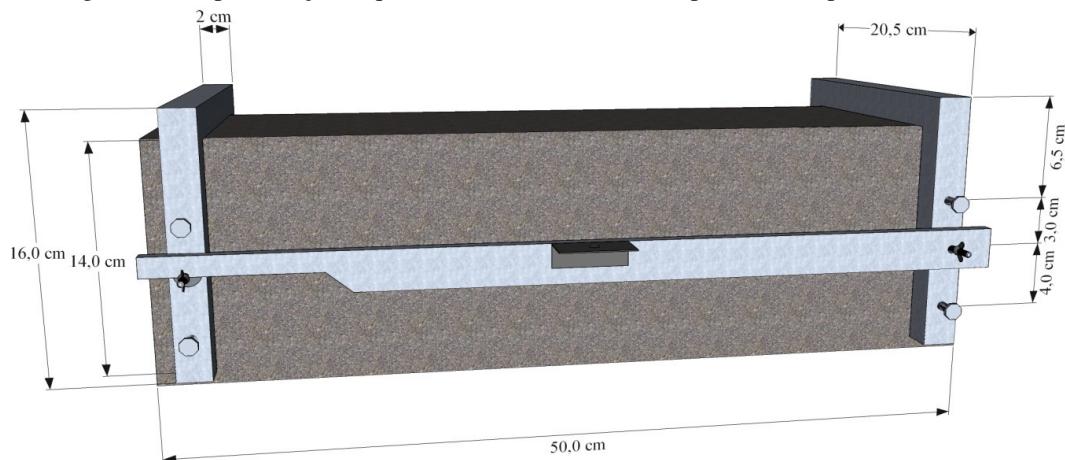
Fonte: Autor.

4.6.1 Dispositivo “YOKER”

Segundo Villares (2001), o tipo de equipamento utilizado para a medida de deflexão influencia a medida de deflexão de primeira fissura. O dispositivo “YOKER” de fixação é localizado na linha neutra da face lateral do corpo de prova e definido como um acessório aplicado no corpo de prova prismático no ensaio de tração na flexão ou no ensaio de tenacidade à flexão para fixar os acessórios de medição, tais como medida de deflexão (*LVDT*) e medida de abertura de fissura (*Clip Gage*).

A medição de deflexão a partir do dispositivo “YOKER” representa valores verdadeiros de primeira fissura nas vigas. A representação esquemática dos detalhes dos suportes do dispositivo “YOKER” está demonstrada Figura 43.

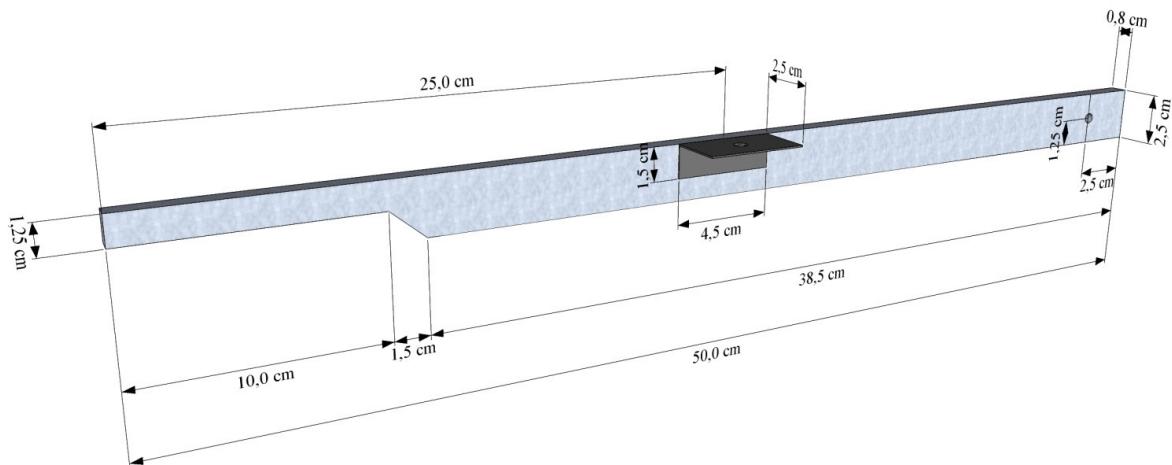
Figura 43 - Representação esquemática dos detalhes dos suportes do dispositivo “YOKE”



Fonte: Autor.

Nesta pesquisa, o dispositivo “YOKE” utilizado foi de aço inoxidável, na forma de chapa com espessura de 0,8 cm e comprimento de 50 cm, conforme representa na Figura 44.

Figura 44 - Representação esquemática dos detalhes do dispositivo “YOKE”



Fonte: Autor.

A aplicação do dispositivo “YOKE” no corpo de prova prismático foi cuidadosa. Um lado do dispositivo “YOKE” foi colocado no parafuso soldado no suporte e fixado com porca borboleta. Essa fixação deve permitir somente a movimentação vertical gerada na outra extremidade. O outro lado do dispositivo “YOKE” deve ser livre para o deslocamento horizontal.

4.6.2 O entalhe do corpo de prova prismático segundo a EN 14651 (2007)

As dimensões do corpo de prova prismático para realizar o ensaio de tenacidade através do controle de abertura de fissura foram de 150 mm x 150 mm x 550 mm. Segundo a EN 14651 (2007), a espessura e a profundidade do entalhe devem ser menores que 5 mm e 25 mm, respectivamente. Os corpos de prova foram tirados após 90 dias de cura submersa no tanque da água. O entalhe dos corpos de prova foi executado com a máquina de corte. A espessura média do entalhe foi $4,8 \pm 1$ mm e a profundidade foi de 24 ± 1 mm (Figura 45).

Figura 45 - Realização do entalhe segundo procedimento padrão EN 14651 (2007)



Fonte: Autor.

Após o procedimento de corte, os corpos de prova foram devolvidos para o tanque de água até a hora de realização de ensaio.

4.7 Métodos de ensaio

Os métodos de ensaios foram empregados para caracterizar o concreto nos estados fresco e endurecido. No concreto fresco, utilizaram-se os métodos de ensaios de consistência do

concreto por abatimento do tronco de cone e massa específica do concreto. Já os concretos endurecidos foram caracterizados pelos ensaios de módulo de elasticidade (E_{ci}), resistência à compressão (f_c) e resistência à tração por compressão diametral (f_{st}). Em ambos, o período foi de 28 dias. Os ensaios de tenacidade à flexão por meios dos procedimentos estabelecidos pelas normas JSCE-SF4, ASTM C1609 e EN 14651 foram realizados na idade de 90 dias.

4.7.1 Resistência à compressão (f_c) e módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci})

A escolha do concreto ou de um material construtivo qualquer para uma aplicação específica depende de sua capacidade de suportar a força aplicada (MEHTA; MONTEIRO, 2008). A norma técnica brasileira que prescreve os procedimentos para o ensaio de compressão do concreto é a ABNT NBR 5739 (2007) (Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos). A tensão à compressão foi determinada dividindo-se a carga máxima obtida pela área da seção transversal do corpo de prova conforme a equação:

$$f_c = \frac{4F}{\pi d_{cp}^2} \quad (4.2)$$

Onde:

f_c = Resistência à compressão (MPa);

F = Força de compressão (N);

d_{cp} = Diâmetro do corpo de prova (mm).

A determinação da resistência à compressão (f_c) para cada um dos traços estudados compreendeu a realização de 10 ensaios para concreto sem fibra e 10 ensaios para concreto com fibra de aço para idade de 28 dias. Para isso, foi utilizada a máquina eletromecânica EMIC DL 600 kN, equipada com dois pratos de aço e controlada por computador.

Foi utilizado plano de carregamento feito de dois pratos de aço especificado pela norma para a determinação da resistência à compressão dos corpos de prova na idade de execução do programa experimental (Figura 46).

Figura 46 – Corpo de prova (A) durante o ensaio da resistência à compressão (f_c) (B) após da ruptura



Fonte: Autor.

A regularização das faces de aplicação de carga dos corpos de prova cilíndricos (superfície inferior e superior) para realizar os ensaios da resistência à compressão (f_c) e do módulo de elasticidade (E_{ci}) foi feita com enxofre, de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 8522 (2008) (Figura 47). Durante o ensaio da resistência à compressão (f_c) e do módulo de elasticidade (E_{ci}), a carga foi aplicada com velocidade de carregamento constante e sem choques até o corpo de prova atingir a sua ruptura.

Figura 47 - Regularização das faces do corpo de prova com enxofre segundo ABNT NBR 8522 (2008)



Fonte: Autor.

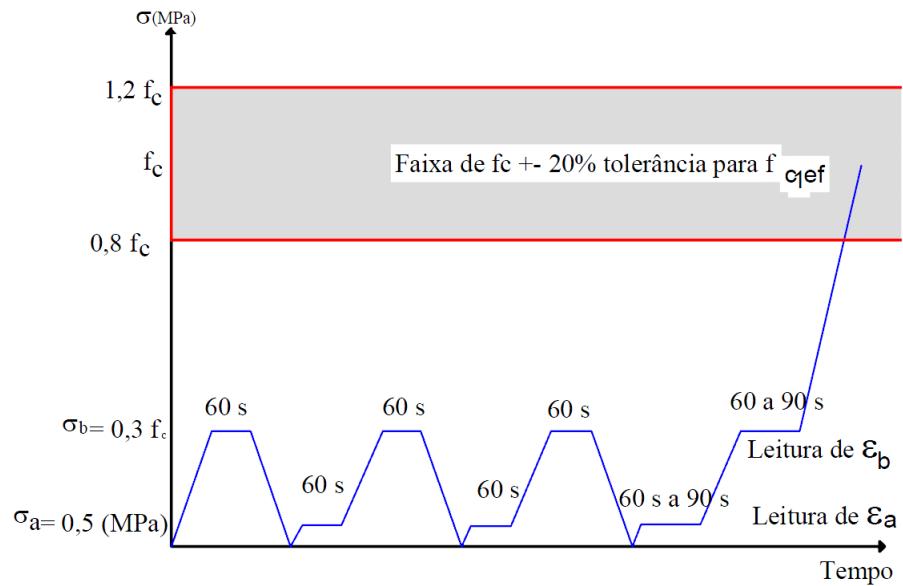
De acordo com a ABNT NBR 8522 (2008), os corpos de prova devem ser cilíndricos, com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, respeitando a proporção $l/d=2$. Para corpos de prova moldados, o diâmetro d deve ser, no mínimo, quatro vezes o tamanho máximo nominal do agregado graúdo do concreto. Utilizou-se a máquina servo eletromecânica EMIC DL 600 kN para realização de ensaio de módulo de elasticidade (Figura 48).

Figura 48 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade tangente inicial (E_{ci})

Fonte: Autor.

Em 7 dos 10 corpos de prova para realizar o ensaio do módulo de elasticidade foi determinada a resistência à compressão de acordo com ABNT NBR 5739 (2007), a fim de determinar o nível de carregamento a ser aplicado no ensaio de módulo. Esse ensaio prescrito pela norma deve obedecer aos valores de carregamento e descarregamento, conforme são apresentados na Figura 49.

Figura 49 – Representação esquemática de ensaio do módulo de elasticidade



Fonte: NBR 8522 (2008).

A determinação do módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) pode ser realizada por meio de coeficiente angular formado pelo intervalo de tensões em razão do intervalo de deformações específicas médias, como se observa na equação 4.3.

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad (4.3)$$

Onde :

E_{ci} = módulo de elasticidade inicial (GPa);

σ_b = Tensão maior, ($\sigma_b = 0,3 f_c$) (MPa);

σ_a = Tensão básica, ($\sigma_a = 0,5$) (MPa);

ε_b = Deformação específica média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão maior;

ε_a = A deformação específica média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão básica.

4.7.2 Resistência à tração por compressão diametral

Para a determinação da resistência à tração por compressão diametral seguiu-se os procedimentos estabelecidos pela norma ABNT NBR 7222 (2011). O corpo de prova cilíndrico foi colocado de forma que ficasse em repouso, ao longo da sua geratriz, sobre o prato da máquina de compressão. Entre os pratos da máquina de ensaio e os corpos de prova, foram colocadas duas tiras de chapa de fibra de madeira com base de 0,15 do diâmetro do corpo de prova e espessura de 3,5 mm. Os ensaios realizados foram feitos na máquina servo eletromecânica EMIC DL 600 kN, conforme a Figura 50.

Figura 50 - Ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral



Fonte: Autor.

A determinação da resistência à tração por compressão diametral para cada um dos traços estudados compreendeu a realização de 6 ensaios para concreto sem fibra e 6 ensaios para concreto com fibra de aço na idade de 28 dias. A resistência à tração por compressão diametral deve ser calculada pela equação:

$$T = \frac{2.F}{\pi.d_{cp}.l_{cp}} \quad (4.4)$$

Onde:

T = Resistência à tração (MPa);

F = Força de ruptura (N);

l_{cp} = Comprimento do corpo de prova (mm);

d_{cp} = Diâmetro do corpo de prova (mm).

4.7.3 Tenacidade à flexão segundo JSCE – SF4

Foi realizado o ensaio de tenacidade à flexão segundo a recomendação da norma JSCE-SF4 (1984). Os ensaios realizados aos 90 dias foram feitos na máquina servo eletromecânica EMIC (Figura 51), com capacidade de 60 toneladas à compressão. Para isso foram ensaiados 4 corpos de prova prismáticos sem fibras e 4 corpos de prova prismáticos com fibras, ambos com dimensão de 150 mm x 150 mm x 500 mm para cada traço.

Figura 51 - Corpos de prova prismáticos (A) durante o ensaio segundo JSCE-SF4, (B) após de ensaio sem fibra e (C) após de ensaio com fibra (face inferior)



(A)



(B)



Fonte: Autor.

Para a coleta de dados de força e de deflexão foi utilizado o equipamento Spider e, para medição de deflexões, foi empregado transdutor de deslocamento à base de extensômetro elétrico, apoiado na lateral do corpo de prova. O transdutor foi colocado na região central da face lateral do corpo de prova, a fim de evitar o efeito de confinamento das extremidades. O transdutor utilizado tem base de medida de 100 mm e sensibilidade de 0,0001 mm. Para obter os dados de força, durante o ensaio, foi utilizada célula de carga de 20 kN e sensibilidade de 0,001 kN. A velocidade de carregamento do ensaio de tenacidade à flexão, segundo JSCE-SF4 (1984), está ilustrada no Quadro 23.

Quadro 23 - Velocidade de carregamento segundo JSCE-SF4

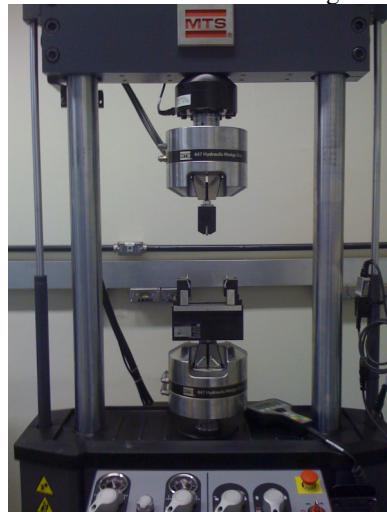
Norma	Velocidade inicial até $L/150=3$ mm de deflexão
JSCE-SF4	0,15 mm/min

Fonte: Autor.

4.7.4 Tenacidade à flexão segundo ASTM C1609

Foi realizado o ensaio de tenacidade à flexão segundo a recomendação da norma ASTM C1609 (2010). Os ensaios realizados aos 90 dias foram feitos na máquina MTS eletromecânica e servo hidráulica (Figura 52), com capacidade de 100 kN à compressão. Para isso foram ensaiados 4 corpos de prova prismáticos com fibras com dimensão de 150 mm x 150 mm x 500 mm para cada traço.

Figura 52 - Ensaio de tenacidade à flexão segundo ASTM c1609



Fonte: Autor.

O controle de realização do ensaio de tenacidade à flexão, segundo ASTM C1609, foi feito pelo LVDT externo. O LVDT foi colocado na região central da face lateral do corpo de prova, a fim de evitar o efeito de confinamento das extremidades. O transdutor utilizado tem base de medida de 100 mm e sensibilidade de 0,0001 mm.

A velocidade de carregamento do ensaio de tenacidade à flexão foi dividida em duas fases. Segundo ASTM C1609 (2010), as velocidades são definidas até deflexões específicas durante o ensaio, conforme as velocidades de carregamento do ensaio expressas no Quadro 24.

Quadro 24 - Velocidade de carregamento segundo ASTM C1609		
Norma	Velocidade inicial até L/900=0,5 mm de deflexão	Velocidade secundária de L/900 a L/150 (0,5 mm a 33 mm) de deflexão
ASTM C1609	0,08 mm/min	0,15 mm/min

Fonte: Autor.

4.7.5 Tração na flexão segundo EN 14651

Foi realizado o ensaio de tenacidade à flexão segundo a recomendação da norma EN 14651 (2007). Os ensaios realizados aos 90 dias foram feitos na máquina MTS eletromecânica e servo hidráulica (Figura 53), com capacidade de 100 kN à compressão. Para isso foram ensaiados 4 corpos de prova prismáticos com fibras com dimensão de 150 mm x 150 mm x 550 mm para cada traço.

Figura 53 - Corpos de prova (A) durante o ensaio de tenacidade à flexão segundo EN 14651 (B) e (C) após de ensaio



(A)



Fonte: Autor.

O controle de realização do ensaio de tenacidade à flexão segundo EN 14651 foi feito pelo *Clip gage* externo, colocado na região central da fase inferior do corpo de prova, a fim de evitar o efeito de confinamento das extremidades. O *Clip gage* utilizado tem base de medida de 250 mm de abertura e sensibilidade de 0,0001 mm.

A velocidade de carregamento do ensaio de tenacidade à flexão foi dividida em duas fases. De acordo com EN 14651 (2007), as velocidades são definidas até aberturas de fissuras específicas durante o ensaio (Quadro 25).

Quadro 25 - Velocidade de carregamento segundo EN 14651

Norma	Velocidade inicial até 0,5 mm de abertura de fissura	Velocidade secundária de 0,5 mm a 4 mm de abertura de fissura
EN 14651	0,05 mm/min	0,2 mm/min

Fonte: Autor.

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 Introdução

As análises realizadas neste capítulo referem-se, inicialmente, à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade e resistência à tração por compressão diametral para corpos de prova cilíndricos com adição das fibras de aço e sem adição das fibras.

Serão apresentadas e analisadas as curvas de força x deflexão para corpos de prova prismáticos através de métodos de ensaio das normas JSCE-SF4, ASTM C1609 e EN 14651 e as curvas de força x abertura de fissura segundo o método EN14651. O critério de Chauvenet e o planejamento fatorial foram aplicados para todos os valores dos resultados da resistência à compressão, do módulo de elasticidade da resistência à tração por compressão diametral e da tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão para ASTM C1609, JSCE-SF4 e EN 14651.

5.2 Descrição das variáveis

As variáveis independentes desta pesquisa são:

- Teor de fibra (30 kg/m^3 e 60 kg/m^3)
- Classe da resistência (C30 e C40)

As variáveis dependentes são:

- JSCE –SF4
- ASTM C1609
- EN 14651

5.3 Critério de Chauvenet

O critério de Chauvenet é um procedimento consistente para rejeição de resultados que escapam de uma definida tendência dominante (eliminação de valores inadequados). Seu princípio é de que os resultados obtidos devem estar aleatoriamente distribuídos em torno de um valor médio (SALVADOR, 2012). Este procedimento permite especificar se um valor observado é candidato a ser rejeitado, caso a probabilidade do desvio padrão em relação à média seja menor que $1/2n$.

Para aplicar o critério de Chauvenet a fim de eliminar valores duvidosos, em primeiro lugar, calculam-se o desvio médio e o desvio padrão do conjunto de dados medidos, conforme as equações:

$$\text{Desvio padrão} = \sigma = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - x_m)^2 \right]^{1/2} \quad (5.1)$$

$$\text{Desvio absoluto médio} = |\bar{d}_i| = \frac{1}{n} \sum_i^n |d_i| = \frac{1}{n} \sum_i^n |x_i - x_m| \quad (5.2)$$

O procedimento pode ser repetido caso seja necessário (SOUSA, 2008). Para aplicá-lo, calcula-se o valor médio, x_m , e o desvio padrão, σ , com todas as medições. Então, testa-se o valor de cada medida, x_i , calculando-se ΔR , conforme as equações:

$$\Delta R = \frac{|x_i - x_m|}{\sigma} \quad (5.3)$$

$$\Delta R_{\circ} = \frac{|x_{Susp} - x_m|}{\sigma} \quad (5.4)$$

O valor medido é rejeitado quando $\Delta R > \Delta Ro$. Após a eliminação de amostras duvidosas, devem ser calculados a nova média e o desvio padrão para a apresentação e análise finais dos dados. O desvio de cada um dos pontos é comparado com o desvio padrão, conforme o Quadro 26, para, assim, eliminarem-se as observações suspeitas.

Quadro 26 – Critério de Chauvenet para rejeição de valor medido

Número de leituras N	Razão entre o máximo desvio aceitável e o desvio padrão $ d_i /\sigma$	Número de leituras n	Razão entre o máximo desvio aceitável e o desvio padrão $ d_i /\sigma$
3	1,38	20	2,24
4	1,54	21	2,26
5	1,65	22	2,28
6	1,73	23	2,30
7	1,80	24	2,31
8	1,85	25	2,33
9	1,91	26	2,35
10	1,96	27	2,36
11	1,99	28	2,37
12	2,03	29	2,38
13	2,06	30	2,39
14	2,10	50	2,57
15	2,13	100	2,81
16	2,16	300	3,14
17	2,18	500	3,29
18	2,20	1000	3,48
19	2,22		

Fonte: Sousa (2008), Salvador (2012) e Duarte (2013).

5.4 Planejamento fatorial

Segundo Barros et al. (2007), para executar um planejamento fatorial precisamos especificar os níveis em que cada fator deve ser estudado, ou seja, as classes usadas para fazer experimentos. De acordo com Cunico et al. (2008), o trabalho de planejamento fatorial descreve a importância e a convivência dos procedimentos multivariados de otimização experimental. O planejamento experimental permite avaliar simultaneamente o efeito de um grande número de variáveis, a partir de um número reduzido de experimentos.

5.4.1 Conceitos gerais de experimentação

Barros et al. (2007), Cunico et al. (2008) e Galdámes (2002) definem algumas terminologias para o planejamento fatorial:

- a) Variáveis de resposta: são as variáveis dependentes que sofreram algum efeito nos testes. Nos experimentos, podem existir uma ou mais variáveis de resposta (y) importantes para avaliação;
- b) Fatores de controle: são os fatores alterados deliberadamente no experimento. Segundo Galdámes (2002), o objetivo principal de se introduzir estímulos nos fatores de controle é avaliar o efeito produzido nas variáveis de resposta e, com isso, poder determinar os principais fatores do processo. Os fatores de controle são definidos também como as variáveis do sistema em estudo;
- c) Níveis dos fatores: são as condições de operação dos fatores de controle investigados nos experimentos.

Efeito principal: é a diferença média observada na resposta quando se muda o nível do fator de controle investigado. Pode ser expresso por:

$$EP = 2 \cdot (\sum x^+ - \sum x^-) / b^a \quad (5.5)$$

Onde:

x = média dos efeitos individuais das medidas. (+) e (-) correspondem ao nível alto e nível baixo.

b^a = número total de experimentos do planejamento.

Efeito de interação: é a metade da diferença entre os efeitos principais de um fator nos níveis de outro fator.

O erro padrão na determinação dos efeitos pode ser calculado como se segue:

$$S(\text{efeito}) = \frac{\sigma}{\sqrt{2^{k-1}}} \quad (5.6)$$

Onde:

σ = erro na medida (desvio padrão)

k = número de fatores experimentais no planejamento fatorial.

Para dados qualificativos a escolha é arbitrária e não afeta as conclusões. Os níveis são identificados por nível baixo (-1) e nível alto (+1), conforme o Quadro 27, sobre os resultados dos níveis de planejamento fatorial 2².

$$\text{Efeito} = \bar{R}_+ - \bar{R}_- \quad (5.7)$$

Onde:

\bar{R}_+ = média dos valores de respostas obtidos com valores altos (+) do efeito.

\bar{R}_- = média dos valores de respostas obtidos com valores baixos (-) do efeito.

Quadro 27 – Resultados dos níveis de planejamento fatorial 2²

Ensaio	fck	T.F
1	-1	-1
2	+1	-1
3	-1	+1
4	+1	+1

Fonte: Autor.

$f_{ck} = 2^{k-1} = 2^{1-1} = 2^0 = 1$ apresenta sinal alternado em intervalos unitários: -1,+1,-1,+1.

$T.F = 2^{k-1} = 2^{2-1} = 2^1 = 2$ apresenta sinal alternado em intervalos duplos: -1,-1,+1,+1.

O efeito principal da resistência à compressão (f_{ck}) é a média dos efeitos de f_{ck} nos dois níveis do teor da fibra. O símbolo f_{ck} apresenta esse efeito, sendo x a resposta média observada no mesmo ensaio, conforme a equação:

$$F_{ck} = \frac{(\bar{x}_2 - \bar{x}_1) + (\bar{x}_4 - \bar{x}_3)}{2} \quad (5.8)$$

O efeito principal de teor de fibra (T.F) é a média dos efeitos de T.F nos dois níveis da resistência à compressão, conforme a equação:

$$T.F = \frac{(\bar{x}_3 - \bar{x}_1) + (\bar{x}_4 - \bar{x}_2)}{2} \quad (5.9)$$

Podemos tomar a diferença entre os efeitos principais como uma medida da interação entre os fatores f_{ck} e T.F. O efeito de interação entre dois fatores (FA) apresenta-se na equação:

$$FA = \frac{(\bar{x}_1 + \bar{x}_2)}{2} - \frac{(\bar{x}_2 + \bar{x}_3)}{2} \quad (5.10)$$

5.5 Apresentação e análise dos resultados da resistência à compressão

São apresentados nesta seção os resultados experimentais dos corpos de prova cilíndricos para quatro traços de concreto com fibra de aço e sem adição das fibras. Para cada traço foi calculada a média e o desvio padrão das amostras.

A média dos resultados aos 28 dias atende à média requerida para cada traço e o desvio padrão dos resultados está dentro do limite do controle da norma NBR ABNT 12655 (2006) adotado em função do controle rigoroso no preparo do concreto, de modo que o desvio padrão não deve passar de 4 MPa. Os valores dos resultados da resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para concreto com e sem fibras e suas análises pelo critério Chauvenet encontram-se no Apêndice A. Os valores da média e do desvio padrão da resistência à compressão do concreto para traço 30 MPa – 30 kg/m³ estão apresentados no Quadro 28.

Quadro 28 - Resistência à compressão aos 28 dias para traço 30 MPa - 30 kg/m³

Traço 30 MPa - 30 kg/m ³		
	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra
Média (MPa)	32,58	35,00
Desvio padrão σ (MPa)	0,85	1,72
Coeficiente de variação (%)	2,61	4,91
f_{ck} (MPa) = média-1,65*desvio padrão	31,19	32,18

Fonte: Autor.

Para o traço 30 MPa – 30 kg/m³ calculado, o desvio padrão, σ , foi de 0,85 MPa e está dentro do limite do controle da norma NBR ABNT 12655 (2006) e a resistência característica do concreto sem fibras foi de 31,19 MPa. Os valores da média e do desvio padrão da resistência à compressão do concreto para traço 30 MPa – 60 kg/m³ estão apresentados no Quadro 29.

Quadro 29 - Resistência à compressão aos 28 dias para traço 30 MPa - 60 kg/m³

Traço 30 MPa - 60 kg/m ³		
	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra
Média (MPa)	31,96	36,98
Desvio padrão σ (MPa)	1,13	0,33
Coeficiente de variação (%)	3,54	0,89
f_{ck} (MPa) = média-1,65*desvio padrão	30,1	36,44

Fonte: Autor.

Para o traço 30 MPa – 60 kg/m³ calculado, o desvio padrão, σ , foi de 1,13 MPa e atingiu o controle da norma NBR ABNT 12655 (2006) e a resistência característica do concreto sem fibras foi de 30,1 MPa. Os valores da média e do desvio padrão da resistência à compressão do concreto para traço 40 MPa – 30 kg/m³ estão apresentados no Quadro 30.

Quadro 30 - Resistência à compressão aos 28 dias para traço 40 MPa - 30 kg/m³

Traço 40 MPa - 30 kg/m ³		
	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra
Média (MPa)	45,00	54,23
Desvio padrão (MPa)	1,99	2,42
Coeficiente de variação (%)	4,42	4,46
f_{ck} (MPa) = média-1,65*desvio padrão	41,74	50,37

Fonte: Autor.

Para o traço 40 MPa – 30 kg/m³ calculado, o desvio padrão, σ , foi de 1,99 MPa e atingiu o controle da norma NBR ABNT 12655 (2006) e a resistência característica do concreto sem fibras foi de 41,74 MPa. Os valores da média e do desvio padrão da resistência à compressão do concreto para traço 40 MPa – 60 kg/m³ estão apresentados no Quadro 31.

Quadro 31 - Resistência à compressão aos 28 dias para traço 40 MPa - 60 kg/m³

Traço 40 MPa - 60 kg/m ³		
	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra
Média (MPa)	45,69	55,90
Desvio padrão (MPa)	3,13	3,29
Coeficiente de variação (%)	6,85	5,89
f_{ck} (MPa) = média-1,65*desvio padrão	40,56	48,50

Fonte: Autor.

Para o traço 40 MPa – 60 kg/m³ calculado, o desvio padrão, σ , foi de 3,13 MPa e atingiu o controle da norma NBR ABNT 12655 (2006) e a resistência característica do concreto sem fibras foi de 40,56 MPa.

5.5.1 Ganho na resistência na compressão axial

A variância e a percentagem de ganho da resistência à compressão de concreto convencional para concreto reforçado com fibras encontram-se no Quadro 32. A partir dos resultados obtidos no ensaio realizado quando se completaram 28 dias, foi possível identificar que, para o aumento de teor de fibra, os traços tiveram um aumento de resistência maior que os traços de referência.

Desta forma, comparando os 4 traços, verificou-se que os traços de 30 MPa – 60 kg/m³ e 40 MPa – 60 kg/m³ tiveram um aumento relativo maior do que os traços 30 MPa – 30 kg/m³ e 40 MPa – 30 kg/m³ em relação às classes do concreto de referência.

Foi observado que ocorreu maior ganho de resistência para traço 40 MPa – 60 kg/m³ de 19,83% do concreto com fibra de aço em relação ao concreto de referência, sendo que o menor ganho foi de 7,43%, correspondente ao traço 30 MPa – 30 kg/m³.

Quadro 32- Variação de ganho da resistência à compressão após de adição das fibras para cada traço

Traços	Resistência média à compressão (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ fcm
Concreto de referência 30 MPa	32,58	1,71	5,61	7,43
30 MPa-30 kg/m ³	35,00			
Concreto de referência 30 MPa	31,96	3,17	9,27	14,02
30 MPa-60 kg/m ³	36,44			
Concreto de referência 40 MPa	45,00	6,53	13,16	20,51
40 MPa-30 kg/m ³	54,23			
Concreto de referência 40 MPa	45,69	7,22	14,21	22,35
40 MPa-60 kg/m ³	55,90			

Fonte: Autor.

Percebe-se que a média e a variância da resistência para o traço 40 MPa – 60 kg/m³ estão sempre acima dos valores para os outros traços, indicando que, em concretos de maior resistência, o desempenho da fibra pode ser ampliado.

Os resultados de resistência à compressão do concreto reforçado com fibras de aço foram comparados aos publicados por Tasca et al. (2010), que realizarem a análise da resistência à compressão do concreto reforçado com fibras de aço nas dosagens de 30 kg/m³ e 60 kg/m³ e resistência de 30 MPa. Para os traços de 30 MPa- 30 kg/m³ e de 30 MPa-60 kg/m³, os resultados foram em torno de 14,30% e 20,98%, respectivamente. Comparando com o Quadro 32, os valores para os mesmos traços foram de 7,43% e 14,02%, respectivamente.

A variação da resistência à compressão do concreto reforçado com fibras de aço em função do aumento de teor de fibra e o ganho da resistência à compressão do concreto de referência estão apresentados nos Quadros 33 e 34.

Quadro 33 – Variação de aumento da resistência à compressão em função de aumento de teor de fibra

Traços	Resistência média à compressão/concreto com fibra (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ fcm
30 MPa-30 kg/m ³	35,00	1,02	2,86	4,11
30 MPa-60 kg/m ³	36,44			
40 MPa-30 kg/m ³	54,23	1,18	2,14	3,08
40 MPa-60 kg/m ³	55,90			

Fonte: Autor.

Observa-se no Quadro 33 que a variação da resistência à compressão foi maior para classe de resistência C30 quando o teor de fibra foi de 30 kg/m³ para 60 kg/m³. De acordo com o Quadro 34, a variância da resistência à compressão para teor de fibra de 30 kg/m³ foi menor em relação ao teor de fibra de 60 kg/m³.

Quadro 34 – Variação de aumento da resistência à compressão em função de ganho da resistência à compressão do concreto da referência

Traços	Resistência média à compressão/concreto com fibra (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ fcm
30 MPa-30 kg/m ³	35,00	13,60	30,48	54,94
40 MPa-30 kg/m ³	54,23			
30 MPa-60 kg/m ³	36,44	13,76	29,80	53,40
40 MPa-60 kg/m ³	55,90			

Fonte: Autor.

5.5.2 Análise factorial para resistência à compressão

Os valores da média global dos ensaios da resistência à compressão para todos os traços, o efeito da resistência f_{ck} , o efeito de teor de fibra F.T e o efeito de interação FA, se encontram no Quadro 35.

Quadro 35 – Planejamento factorial da resistência à compressão dos traços

Resistência à compressão						
Grupo	Média	Variância	N	Alfa	Alfa *xm	xm2-xm1; xm4-xm3
30 MPa 30 kg/m ³	35,000	2,670	10	0,25	8,750	19,230
40 MPa 30 kg/m ³	54,230	9,070	10	0,25	13,558	
30 MPa 60 kg/m ³	36,440	0,100	9	0,25	9,110	19,460
40 MPa 60 kg/m ³	55,900	9,720	10	0,25	13,975	
Soma	181,570	21,560	39	1	45,393	
Média global + S (global)				45,85±0,37		
Efeitos principais						
Fatorial f_{ck} + S (efeito)				19,35±1,64		
Fatorial T.F + S (efeito)				1,56±1,64		
Efeito de interação FA + S (efeito)				0,12±1,64		

Fonte: Autor.

5.6 Apresentação e análise dos resultados da resistência à tração por compressão diametral

Os valores dos resultados da resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para concreto com e sem fibras e suas análises pelo critério Chauvenet encontram-se no Apêndice B. Comparando com o Quadro 36, os valores para os mesmos traços foram de 31,87% e 73,87%, respectivamente.

Quadro 36 - Variação de aumento da resistência à tração por compressão diametral após de adição das fibras

Traços	Resistência média à tração por compressão diametral (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ fctm
Concreto de referência 30 MPa	3,42	0,77	19,42	31,87
30 MPa-30 kg/m ³	4,51			
Concreto de referência 30 MPa	3,52	1,82	37,88	73,01
30 MPa-60 kg/m ³	6,09			
Concreto de referência 40 MPa	4,34	1,16	22,48	37,79
40 MPa-30 kg/m ³	5,98			
Concreto de referência 40 MPa	4,40	1,36	25,35	43,86
40 MPa-60 kg/m ³	6,33			

Fonte: Autor.

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral do concreto reforçado com fibras de aço foram comparados aos publicados por Tasca et al. (2010), que estudam a análise da resistência à tração por compressão diametral do concreto reforçado com fibras de aço nas dosagens de 30 kg/m³ e 60 kg/m³ e resistência de 30 MPa. Para os traços de 30 MPa- 30 kg/m³ e de 30 MPa-60 kg/m³, os resultados foram em torno de 22,8% e 65,08%, respectivamente.

Foi observado que ocorreu maior ganho de resistência à tração por compressão diametral para traço 40 MPa – 60 kg/m³ de 40,86% do concreto com fibra de aço em relação ao concreto de referência, sendo que o menor ganho foi de 31,87%, correspondente ao traço 30 MPa – 30 kg/m³.

5.6.1 Ganho na resistência à tração por compressão diametral

O desvio padrão e a variância da resistência à tração por compressão diametral do concreto reforçado com fibra de aço quando a variável é teor de fibra encontram-se no Quadro 37.

Quadro 37 – Ganho da resistência média à tração por compressão diametral dos concretos reforçados com fibras de aço com aumento de teor de fibra

Traços	Resistência média à tração por compressão diametral/concreto com fibra (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ fctm
30 MPa-30 kg/m ³	4,51	1,12	21,13	35,03
30 MPa-60 kg/m ³	6,09			
40 MPa-30 kg/m ³	5,98	0,25	4,06	5,85
40 MPa-60 kg/m ³	6,33			

Fonte: Autor.

O desvio padrão e a variância da resistência à tração por compressão diametral do concreto reforçado com fibra de aço quando a variável é resistência à compressão encontram-se no Quadro 38.

Quadro 38 - Variância da resistência média à tração por compressão diametral dos traços com aumento da resistência à compressão do concreto da referência

Traços	Resistência média à tração por compressão diametral/concreto com fibra (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ fctm
30 MPa-30 kg/m ³	4,51	0,82	15,63	32,59
40 MPa-30 kg/m ³	5,98			
30 MPa-60 kg/m ³	6,09	0,18	2,90	3,94
40 MPa-60 kg/m ³	6,33			

Fonte: Autor.

5.6.2 Análise fatorial para resistência à tração por compressão diametral

Os valores da média global dos ensaios da resistência à tração por compressão diametral para todos os traços, o efeito da resistência f_{ck} , o efeito de teor de fibra FT e o efeito de interação FA se encontram no Quadro 39.

Quadro 39 – Planejamento fatorial da resistência à tração por compressão diametral dos traços

Resistência à tração por compressão diametral						
Traços	Média	Variância	N	Alfa	Alfa *xm	xm2-xm1; xm4-xm3
30 MPa 30 kg/m ³	4,290	0,080	6	0,25	1,073	1,690
40 MPa 30 kg/m ³	5,980	0,060	6	0,25	1,495	
30 MPa 60 kg/m ³	6,090	0,500	6	0,25	1,523	0,240
40 MPa 60 kg/m ³	6,330	0,730	6	0,25	1,583	
Soma	22,690	1,370	24	1	5,673	
Média global + S (global) (MPa)				$5,673 \pm 0,12$		
Efeitos principais						
Fatorial $f_{ck} + S$ (efeito) (MPa)				$0,97 \pm 0,41$		
Fatorial T.F + S (efeito) (MPa)				$1,08 \pm 0,41$		
Efeito de interação FA + S (efeito) (MPa)				$-0,73 \pm 0,41$		

Fonte: Autor.

5.7 Apresentação e análise dos resultados do módulo de elasticidade

Os valores dos resultados do módulo de elasticidade dos corpos de prova cilíndricos (100 mm x 200 mm) para concreto com e sem fibras e suas análises pelo critério Chauvenet encontram-se no Apêndice C. Os valores médios do módulo de elasticidade e o seu ganho encontram-se no Quadro 40. Observou-se que ocorreu maior ganho do módulo de elasticidade para traço 40 MPa – 60 kg/m³ de 8,22% do concreto com fibra de aço em relação ao concreto de referência, sendo que não houve alteração no traço 30 MPa – 30 kg/m³.

Quadro 40 - Variação de ganho do módulo de elasticidade após de adição das fibras

Traços	Módulo de elasticidade (GPa)	Desvio padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ Ec
Concreto de referência 30 MPa	33,33	0,00	0,00	0,00
30 MPa-30 kg/m ³	33,33			
Concreto de referência 30 MPa	41,77	0,92	2,17	3,11
30 MPa-60 kg/m ³	43,07			
Concreto de referência 40 MPa	46,90	0,09	0,19	0,28
40 MPa-30 kg/m ³	47,03			
Concreto de referência 40 MPa-	46,57	2,71	5,59	8,22
40 MPa-60 kg/m ³	50,40			

Fonte: Autor.

5.7.1 O ganho no módulo de elasticidade

O desvio padrão, a variância e o ganho do módulo de elasticidade do concreto reforçado com fibra de aço quando a variável é teor de fibra encontram-se no Quadro 41.

Quadro 41 – Variância da resistência média à tração por compressão diametral dos traços quando o teor de fibra é variável

Traços	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto com fibra	Desvio Padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ Ec
30 MPa-30 kg/m ³	33,33	6,89	18,04	29,22
30 MPa-60 kg/m ³	43,07			
40 MPa-30 kg/m ³	47,03	2,38	4,89	7,17
40 MPa-60 kg/m ³	50,40			

Fonte: Autor.

O desvio padrão, a variância e o ganho do módulo de elasticidade do concreto reforçado com fibra de aço quando a variável é resistência à compressão encontram se no Quadro 42.

Quadro 42 - Variância da resistência média à tração por compressão diametral dos traços quando a resistência à compressão do concreto da referência é variável

Traços	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto com fibra	Desvio Padrão (GPa)	Coeficiente de variação (%)	% Δ Ec
30 MPa-30 kg/m ³	33,33	7,39	18,39	41,10
40 MPa-30 kg/m ³	47,03			
30 MPa-60 kg/m ³	43,07	3,67	7,85	17,02
40 MPa-60 kg/m ³	50,40			

Fonte: Autor.

5.7.2 Análise fatorial para o módulo de elasticidade

Os valores da média global dos ensaios do módulo de elasticidade para todos os traços, o efeito da resistência f_{ck} , o efeito de teor de fibra FT e efeito de interação FA se encontram no Quadro 43.

Quadro 43 – Planejamento fatorial do módulo de elasticidade dos traços

Módulo de elasticidade						
Traços	Média	Variância	N	Alfa	Alfa *xm	xm2-xm1; xm4-xm3
30 MPa 30 kg/m ³	33,330	0,030	3	0,25	8,333	13,570
40 MPa 30 kg/m ³	46,900	7,760	3	0,25	11,725	
30 MPa 60 kg/m ³	41,770	0,310	3	0,25	10,443	4,800
40 MPa 60 kg/m ³	46,570	1,050	3	0,25	11,643	
Soma	168,570	9,150	12	1	42,143	
Média global + S (global) (GPa)					42,143±0,44	
Efeitos principais						
Fatorial f_{ck} + S (efeito) (GPa)					9,19±1,07	
Fatorial T.F + S (efeito) (GPa)					4,06±1,07	
Efeito de interação FA + S (efeito) (GPa)					4,39±1,07	

Fonte: Autor.

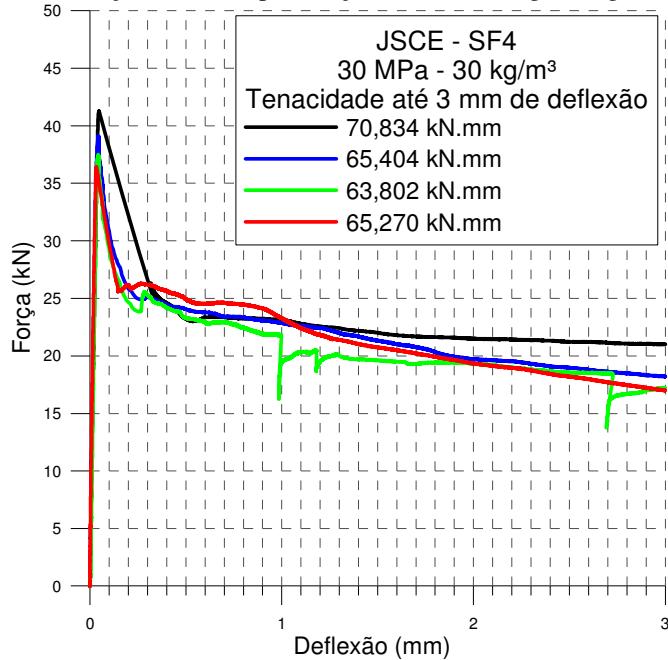
5.8 Apresentação e análise dos resultados da tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4

Os valores dos resultados de tenacidade à flexão dos corpos de prova prismáticos (150 mm x 150 mm x 500 mm) para concreto com fibras e suas análises pelo critério Chauvenet encontram se no Apêndice D.

5.8.1 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 30 kg/m³

Na Figura 54 são apresentados as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 30 MPa – 30 kg/m³.

Figura 54 – Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 30 kg/m³ segundo JSCE – SF4



Fonte: Autor.

O valor médio e a variância dos valores de tenacidade à flexão (Tb), a resistência equivalente à flexão (Fequ.fl) e o coeficiente de ductilidade (Re) para traço 30 MPa – 30 kg/m³ encontram-se no Quadro 44.

Quadro 44 – Resultados do procedimento da norma JSCE-SF4 para traço 30 MPa - 30 kg/m³

JSCE - SF4 30 MPa - 30 kg/m ³				
Corpos de prova	Tenacidade Tb até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	Resistência equivalente à flexão fequ, fl (MPa)	Resistência à flexão do concreto sem fibras fctm, fl (MPa)	Coeficiente de ductilidade Re (fequ,fl/fctm,fl médio)
CP1	70,834	3,15	5,48	65,86
CP2	65,404	2,91	5,03	60,81
CP3	63,802	2,84	4,33	59,32
CP4	65,27	2,90	4,28	60,69
Média	66,328	2,95	4,78	61,67
Desvio padrão	3,091	0,14	0,58	2,87
Coeficiente de variação (%)	4,66	4,75	12,13	4,65

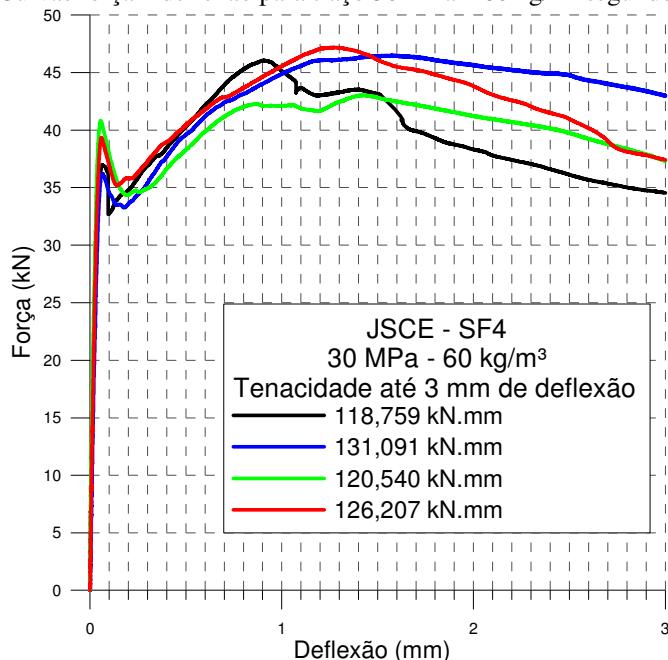
Fonte: Autor.

De acordo com Figueiredo (2011), para a mesma resistência à compressão e o mesmo teor de fibra, a resistência equivalente à flexão foi igual a $2,7 \pm 0,5$ MPa. A média obtida nos resultados da resistência equivalente à flexão para traço 30 MPa – 30 kg/m³ foi igual a 2,95 MPa. Para Carvalho (2012), a média da resistência equivalente à flexão dos corpos de prova moldados para traço 30 MPa – 30 kg/m³ foi igual a 4,31 MPa.

5.8.2 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 60 kg/m³

Na Figura 55 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 30 MPa – 60 kg/m³.

Figura 55 – Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 60 kg/m³ segundo JSCE – SF4



Fonte: Autor.

O valor médio dos valores de tenacidade à flexão (T_b), resistência equivalente à flexão ($F_{equ.fl}$) e coeficiente de ductilidade (R_e) para traço 30 MPa – 60 kg/m³, encontram-se no Quadro 45.

Quadro 45 – Resultados do procedimento da norma JSCE – SF4 para traço 30 MPa - 60 kg/m³

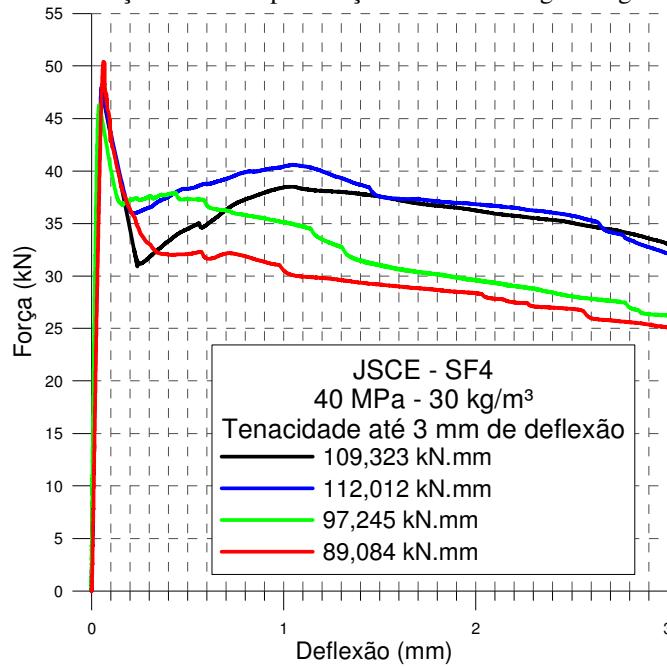
JSCE - SF4 30 MPa - 60 kg/m ³				
Corpos de prova	Tenacidade Tb até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	Resistência equivalente à flexão fequ,fl (MPa)	Resistência à flexão do concreto sem fibras fctm, fl (MPa)	Coeficiente de ductilidade Re (fequ,fl/fctm,fl médio)
CP1	118,759	5,28	4,05	134,16
CP2	131,091	5,83	3,81	148,09
CP3	120,091	5,36	4,10	136,17
CP4	126,207	5,61	3,77	142,57
Média	124,037	5,52	3,93	140,25
Desvio padrão	5,712	0,25	0,17	6,34
Coeficiente de variação (%)	4,61	4,53	4,33	4,52

Fonte: Autor.

De acordo com Figueiredo (2011), para a mesma resistência e o mesmo teor de fibra, a resistência equivalente à flexão foi igual a $3,6 \pm 0,5$ MPa. A média obtida nos resultados da resistência equivalente à flexão para traço 30 MPa – 60 kg/m³ foi igual 5,52 MPa.

5.8.3 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 30 kg/m³

Na Figura 56 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 40 MPa – 30 kg/m³. As propriedades de tenacidade à tração na flexão do concreto dependem de dois parâmetros: o número e a orientação das fibras na zona da fissuração com relação à direção principal da tensão de tração. Pode-se observar que em duas curvas houve um ganho na tenacidade devido a esta orientação.

Figura 56 – Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 30 kg/m³ segundo JSCE-SF4

Fonte: Autor.

O valor médio dos valores de tenacidade à flexão (T_b), a resistência equivalente à flexão ($f_{equ,fl}$) e o coeficiente de ductilidade (Re) para traço 40 MPa – 60 kg/m³ encontram-se no Quadro 46.

Quadro 46 – Resultados do procedimento da norma JSCE-SF4 para traço 40 MPa - 30 kg/m³

JSCE-SF4 40 MPa - 30 kg/m ³				
Corpos de prova	Tenacidade T_b até o limite de deflexão $L/150 = 3$ mm (kN.mm)	Resistência equivalente à flexão $f_{equ,fl}$ (MPa)	Resistência à flexão do concreto sem fibras $f_{ctm, fl}$ (MPa)	Coeficiente de ductilidade Re ($f_{equ,fl}/f_{ctm, fl}$ médio)
CP1	109,323	4,86	6,09	85,06
CP2	112,012	4,98	5,24	87,16
CP3	97,245	4,32	5,95	75,67
CP4	89,084	3,96	5,56	69,32
Média	101,916	4,53	5,71	79,30
Desvio padrão	10,697	0,48	0,39	8,32
Coeficiente de variação (%)	10,50	10,60	6,83	10,49

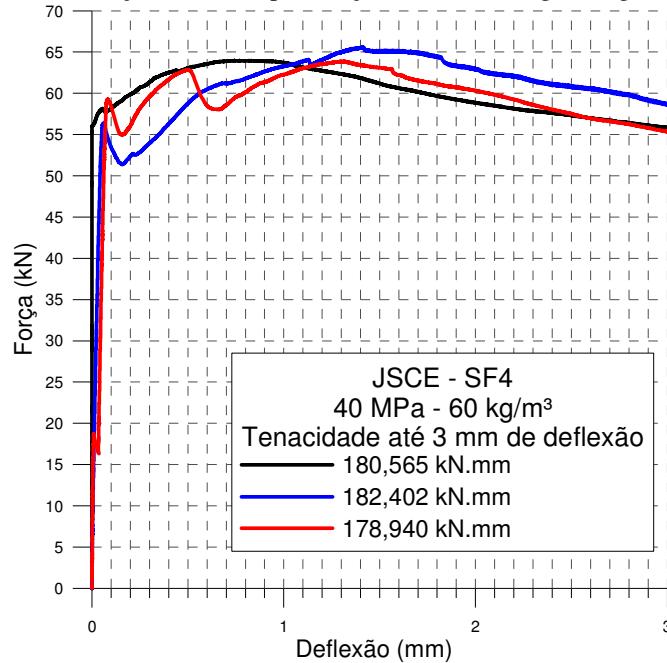
Fonte: Autor.

De acordo com Figueiredo (2011), para a mesma resistência à compressão e o mesmo teor de fibra, a resistência equivalente à flexão foi igual a $2,8 \pm 0,2$ MPa. A média obtida nos resultados da resistência equivalente à flexão para traço 40 MPa – 30 kg/m³ foi igual a 4,53 MPa.

5.8.4 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 60 kg/m³

Na Figura 57 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 40 MPa – 60 kg/m³.

Figura 57 – Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 60 kg/m³ segundo JSCE-SF4



Fonte: Autor.

O valor médio dos valores de tenacidade à flexão (Tb), a resistência equivalente à flexão (Fequ.fl) e o coeficiente de ductilidade (Re) para traço 40 MPa – 60 kg/m³ encontram-se no Quadro 47.

Quadro 47 – Resultados do procedimento da norma JSCE – SF4 para traço 40 MPa - 60 kg/m³

JSCE - SF4 40 MPa - 60 kg/m ³				
Corpos de prova	Tenacidade Tb até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	Resistência equivalente à flexão fequ,fl (MPa)	Resistência à flexão do concreto sem fibras fctm, fl (MPa)	Coeficiente de ductilidade Re (fequ,fl/fctm,fl médio)
CP1	180,565	8,03	6,03	141,69
CP2	182,402	8,11	5,34	143,13
CP3	178,94	7,95	5,43	140,41
CP4	-	-	5,85	-
Média	180,636	8,03	5,66	141,74
Desvio padrão	1,732	0,08	0,33	1,36
Coeficiente de variação (%)	0,96	1,00	5,83	0,96

Fonte: Autor.

Conforme os Quadros 46, 47, 48 e 49, a resistência equivalente à flexão foi maior para traço 40 MPa – 60 kg/m³. De acordo com Salvador (2012) e Figueiredo (2011), com o aumento do consumo de fibras, há um maior gasto energético pela deformação plástica da parcela comprimida da seção flexionada no ensaio de determinação da tenacidade. Essa energia representa uma perda em termos de energia absorvida no corpo-de-prova e, consequentemente, da tenacidade.

5.8.5 Análise fatorial segundo a JSCE-SF4

Os valores da média global dos ensaios de tenacidade à flexão para todos os traços, o efeito da resistência f_{ck} na tenacidade, o efeito de teor de fibra FT e o efeito de interação FA se encontram nos Quadros 48 e 49.

Quadro 48 – Planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4

JSCE – SF4										
Grupo	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Variância	N	Alfa	Alfa *xm	xm2-xm1; xm4-xm3
30 MPa 30 kg/m ³	70,834	65,404	63,802	65,270	66,328	9,553	4	0,25	16,582	35,589
40 MPa 30 kg/m ³	109,323	112,012	97,245	89,084	101,916	114,424	4	0,25	25,479	
30 MPa 60 kg/m ³	118,759	131,091	120,091	126,037	123,995	32,393	4	0,25	30,999	56,641
40 MPa 60 kg/m ³	180,565	182,402	178,940		180,636	3,000	3	0,25	45,159	
					472,874	159,370	15		118,218	

Fonte: Autor.

Quadro 49 – Resultados do planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4

Média global + S (global) (kN.mm)	118,218±1,63
Efeitos principais	
Fatorial f_{ck} + S (efeito) (kN.mm)	46,11±4,46
Fatorial T.F + S (efeito)(kN.mm)	68,19±4,46
FA + S (efeito) (kN.mm)	10,84±4,46

Fonte: Autor.

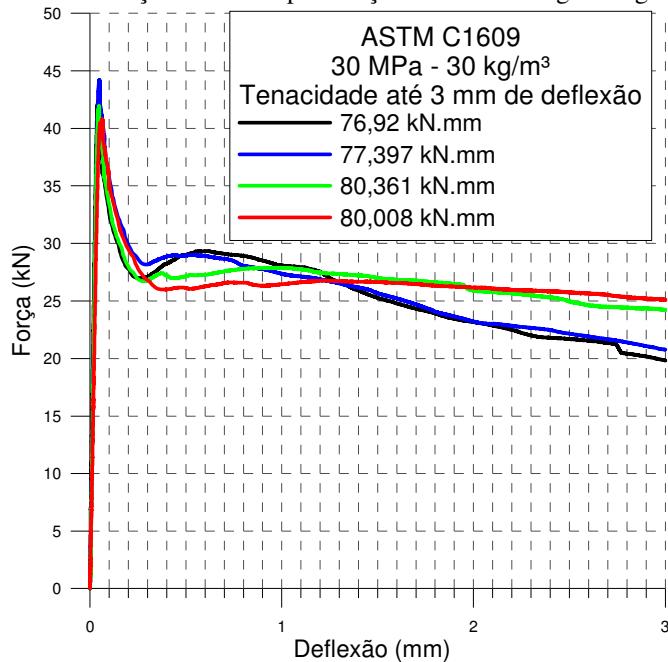
5.9 Apresentação e análise dos resultados da tenacidade à flexão segundo ASTM C1609

Os valores dos resultados de tenacidade à flexão dos corpos de prova prismáticos (150 mm x 150 mm x 500 mm) para concreto com fibras e suas análises pelo critério Chauvenet encontram-se no Apêndice E.

5.9.1 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 30 kg/m³

Na Figura 58 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 30 MPa – 30 kg/m³. Para teor de fibra de 60 kg/m³, o ganho de tenacidade foi igual a 60,23%.

Figura 58 – Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 30 kg/m³ segundo ASTM



Fonte: Autor.

O valor médio dos valores de tenacidade à flexão (T_b), o módulo de ruptura (MOR), a resistência residual até o limite de deflexão de 0,75 mm, a resistência residual até o limite de deflexão de 3 mm e a taxa da resistência equivalente à flexão ($R_{t,150}$) para traço 30 MPa – 30 kg/m³ encontram-se no Quadro 50.

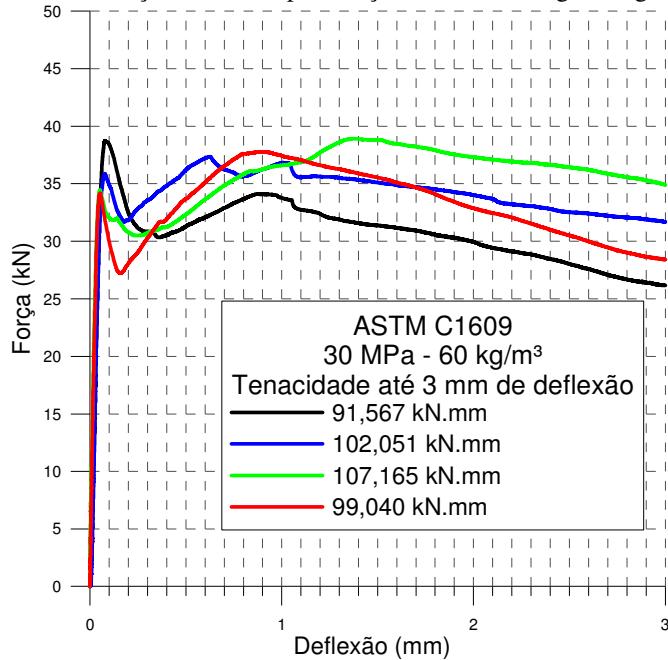
Quadro 50 – Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 30 MPa - 30 kg/m³

ASTM C1609 30 MPa - 30 kg/m ³					
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	Módulo de ruptura (MOR) resistência no primeiro pico f ₁ (MPa)	Resistência até o limite de deflexão l/600=075 mm (MPa)	Resistência até o limite de deflexão l/150 =3mm (MPa)	Taxa da resistência equivalente à flexão R _{t,150}
CP1	76,921	5,64	3,91	2,64	0,61
CP2	77,397	5,89	3,83	2,77	0,58
CP3	80,361	5,59	3,68	3,26	0,64
CP4	80,008	5,44	3,51	3,34	0,65
Média	78,672	5,64	3,73	3,00	0,62
Desvio padrão	1,763	0,18	0,18	0,35	0,031
Coeficiente de variação (%)	0,97	3,19	4,83	11,67	5,00

Fonte: Autor.

5.9.2 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 60 kg/m³

Na Figura 59 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 30 MPa – 60 kg/m³.

Figura 59 – Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 60 kg/m³ segundo ASTM

Fonte: Autor.

O valor médio dos valores de tenacidade à flexão (T_b), o módulo de ruptura (MOR), a resistência residual até o limite de deflexão de 0,75 mm, a resistência residual até o limite

de deflexão de 3 mm e a taxa da resistência equivalente à flexão ($R_{t,150}$) para traço 30 MPa – 60 kg/m³ estão apresentadas no Quadro 51.

Quadro 51 – Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 30 MPa - 60 kg/m³

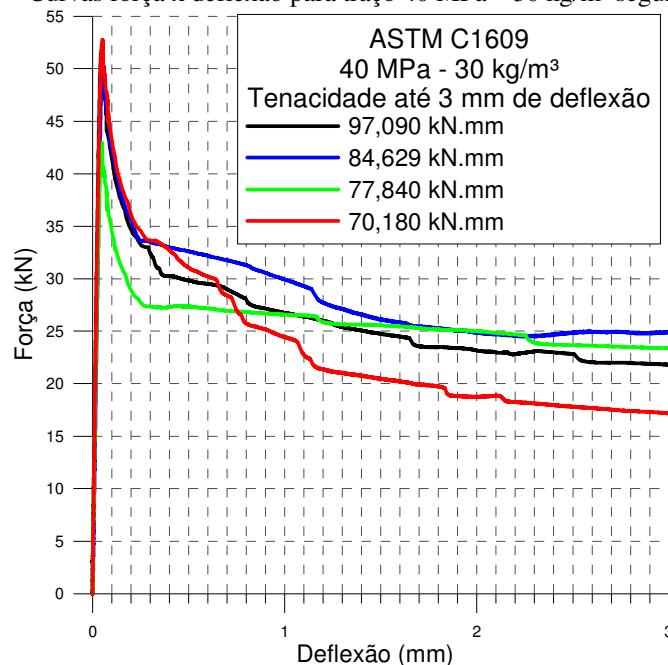
ASTM C1609 30 MPa - 60 kg/m ³						
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	Módulo de ruptura (MOR) f ₁ (MPa)	Resistência no Pico f _p (MPa)	Resistência até o limite de deflexão L/600=075 mm (MPa)	Resistência até o limite de deflexão L/150 =3mm (MPa)	Taxa da resistência equivalente à flexão RT,150
CP1	91,567	5,17	-	4,44	3,49	0,79
CP2	102,051	4,78	4,98	4,79	4,23	0,95
CP3	107,165	4,60	5,19	4,72	4,65	1,04
CP4	99,04	4,56	5,0384	4,95	3,79	0,97
Média	99,956	4,78	5,07	4,73	4,04	0,93
Desvio padrão	6,521	0,28	0,11	0,21	0,508	0,105
Coeficiente de variação (%)	6,52	5,86	2,17	4,44	12,57	11,29

Fonte: Autor.

5.9.3 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 30 kg/m³

Na Figura 60 são apresentados os valores de tenacidade à flexão segundo ASTM C 1609 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 40 MPa – 30 kg/m³.

Figura 60 – Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 30 kg/m³ segundo ASTM



Fonte: Autor.

O valor médio dos valores de tenacidade à flexão (T_b), o módulo de ruptura (MOR), a resistência residual até o limite de deflexão de 0,75 mm, a resistência residual até o limite de deflexão de 3 mm e a taxa da resistência equivalente à flexão ($R_{t,150}$) para traço 40 MPa – 60 kg/m³ encontram-se no Quadro 52.

Quadro 52 – Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 40 MPa - 30 kg/m³

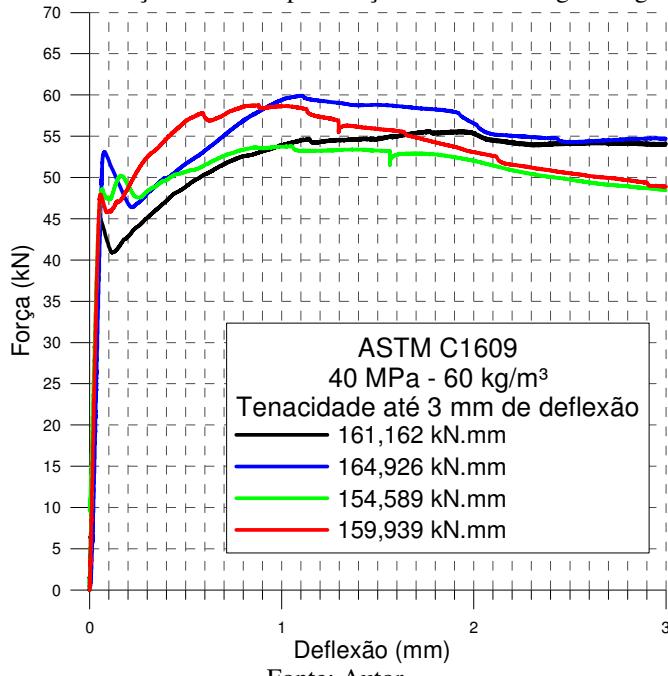
ASTM C1609 40 MPa - 30 kg/m ³					
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	Módulo de ruptura (MOR) f ₁ (MPa)	Resistência até o limite de deflexão L/600=075 mm (MPa)	Resistência até o limite de deflexão L/150 =3mm (MPa)	Taxa da resistência equivalente à flexão RT,150
CP1	79,09	6,89	3,81	2,91	0,51
CP2	84,929	6,70	4,21	3,33	0,56
CP3	77,84	5,73	3,59	3,12	0,60
CP4	70,18	7,03	3,59	2,29	0,75
Média	78,010	6,59	3,80	2,91	0,61
Desvio padrão	6,066	0,59	0,29	0,451	0,103
Coeficiente de variação (%)	7,78	8,95	7,63	15,50	16,89

Fonte: Autor.

5.9.4 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 60 kg/m³

Na Figura 61 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão segundo JSCE-SF4 até o limite de deflexão de 3 mm para traço 40 MPa – 60 kg/m³.

Figura 61 – Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 60 kg/m³ segundo ASTM



Fonte: Autor.

No Quadro 53 estão demonstrados o valor médio dos valores de tenacidade à flexão (T_b), o módulo de ruptura (MOR), a resistência residual até o limite de deflexão de 0,75 mm, a resistência residual até o limite de deflexão de 3 mm e a taxa da resistência equivalente à flexão ($R_{t,150}$) para traço 40 MPa – 60 kg/m³.

Quadro 53 – Resultados do procedimento da norma ASTM para traço 40 MPa - 60 kg/m³

ASTM C1609 40 MPa - 60 kg/m ³						
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	Módulo de ruptura (MOR) f ₁ (MPa)	Resistência no Pico f _p (MPa)	Resistência até o limite de deflexão L/600=075 mm (MPa)	Resistência até o limite de deflexão L/150 =3mm (MPa)	Taxa da resistência equivalente à flexão RT,150
CP1	161,162	6,02	7,42	6,95	7,20	1,19
CP2	164,926	7,08	7,98	7,47	7,29	1,04
CP3	154,599	6,47	7,07	7,07	6,46	1,06
CP4	159,939	6,40	7,76	7,76	6,52	1,11
Média	160,157	6,49	7,55	7,31	6,87	1,10
Desvio padrão	4,270	0,44	0,40	0,37	0,440	0,067
Coeficiente de variação (%)	2,67	6,78	5,30	5,06	6,41	6,09

Fonte: Autor.

De acordo com os dados apresentados nos Quadros 52, 53, 54 e 55, verifica-se que, para a fibra de aço, a resistência residual em 0,75 mm é maior do que a resistência residual em 3,0mm, ou seja, a fibra apresentou o comportamento de *slip-softening* no trecho pós-fissuração. Segundo Salvador (2012), para menores deflexões, a fibra de aço confere maior resistência residual, devido ao seu alto módulo de elasticidade e ao fato de o grau de dano na matriz ser pequeno, deixando a fibra ainda com maior ancoragem mecânica. Para maiores deflexões, a fibra de aço apresenta considerável grau de deslizamento e sua resistência ao arrancamento é fundamentalmente dependente da integridade da matriz, que pode apresentar falhas nos pontos onde a ancoragem da fibra é solicitada (ganchos nas extremidades).

Analizando os resultados obtidos, verifica-se que, para todos os traços, a resistência residual apresenta um comportamento assintótico para as dosagens utilizadas, corroborando os resultados obtidos pelo ensaio da norma ASTM C1609 e com dados presentes na literatura (SALVADOR, 2012).

5.9.5 Análise fatorial segundo a ASTM C1609

Os valores da média global dos ensaios de tenacidade à flexão para todos os traços, o efeito da resistência f_{ck} na tenacidade, o efeito de teor de fibra FT e efeito de interação FA se encontram nos Quadros 54 e 55.

Quadro 54 – Planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo ASTM C1609

ASTM C1609										
Grupo	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Variância	N	Alfa	Alfa *xm	xm2-xm1; xm4-xm3
30 MPa 30 kg/m ³	76,921	77,397	80,361	80,008	78,672	3,110	4	0,25	19,668	-0,887
40 MPa 30 kg/m ³	79,09	84,029	77,840	70,180	77,785	32,843	4	0,25	19,446	
30 MPa 60 kg/m ³	91,597	102,051	107,165	99,040	99,963	42,357	4	0,25	24,991	60,193
40 MPa 60 kg/m ³	161,162	164,925	154,599	159,939	160,156	18,228	4	0,25	40,039	
					416,576	96,537	16	1	104,144	

Fonte: Autor.

Quadro 55 – Resultados do planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo ASTM C1609

Média global + S (global) (kN.mm)	104,144±1,23
Efeitos principais	
Fatorial f_{ck} + S (efeito) (kN.mm)	29,65±3,47
Fatorial T.F + S (efeito) (kN.mm)	51,83±3,47
FA + S (efeito) (kN.mm)	30,54±3,47

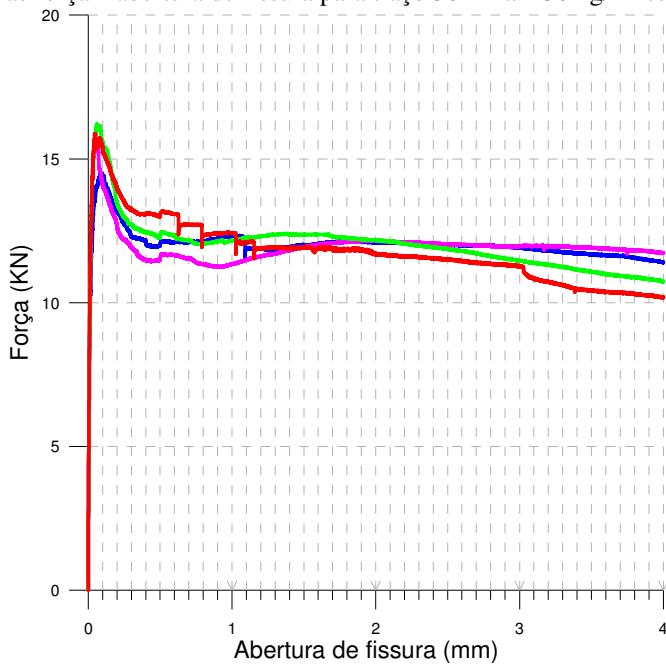
Fonte: Autor.

5.10 Apresentação e análise dos resultados do limite de proporcionalidade segundo EN 14651 e da tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão

Os valores dos resultados do limite de proporcionalidade, das forças residuais e dos resultados de tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão segundo EN 14651 foram analisados pelo critério de Chauvenet, conforme o Apêndice F e o Apêndice G.

5.10.1 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 30 kg/m³

Na Figura 62 são apresentadas as curvas de força x abertura de fissura (COD) segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m³.

Figura 62 – Curvas força x abertura de fissura para traço 30 MPa – 30 kg/m³ segundo EN 14651

Fonte: Autor.

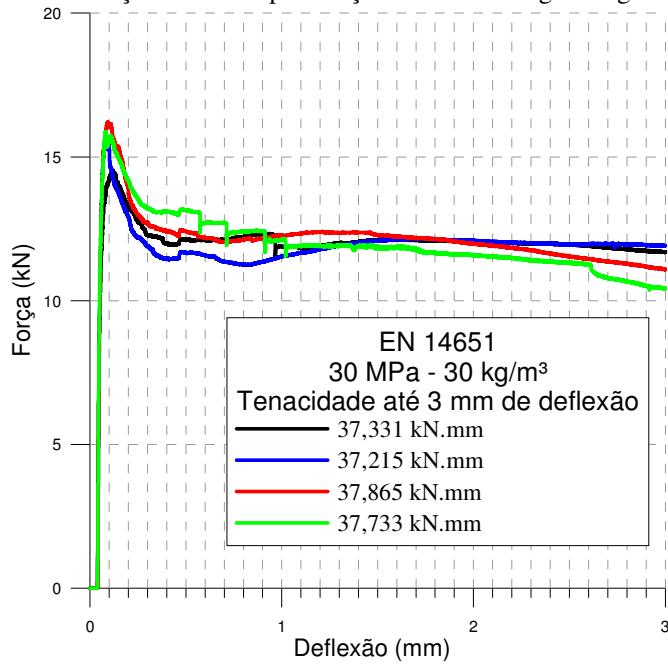
As classes do concreto reforçado com fibra de aço e as médias dos valores das resistências residuais à flexão correspondentes às aberturas de fissura segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m³ estão apresentadas no Quadro 56. Observa-se que o valor médio do limite de proporcionalidade obtido foi de 4,99 MPa, assim como nos estudos realizados por Sahen e Koksal (2010), e o limite de proporcionalidade foi igual a 4,9 MPa.

Quadro 56 – Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 30 MPa - 30 kg/m³

CPs	Traço 30 MPa 30 kg/m ³							
	fL (MPa)	f0,5 (MPa)	f1,5 (MPa)	f2,5 (MPa)	f3,5 (MPa)	f2,5/F0,5	Classe	f0,5/fL
CP1	4,65	3,84	3,84	3,84	3,73	1,00	c	0,8
CP2	5,00	3,71	3,85	3,88	3,85	1,05	c	0,7
CP3	5,25	3,97	4,00	3,84	3,59	0,97	c	0,8
CP4	5,08	4,16	3,81	3,75	3,33	0,90	c	0,8
Média (MPa)	4,99	3,92	3,87	3,83	3,62	0,98	-	0,79
Desvio padrão (MPa)	0,25	0,19	0,08	0,06	0,22	0,06	-	0,04

Fonte: Autor.

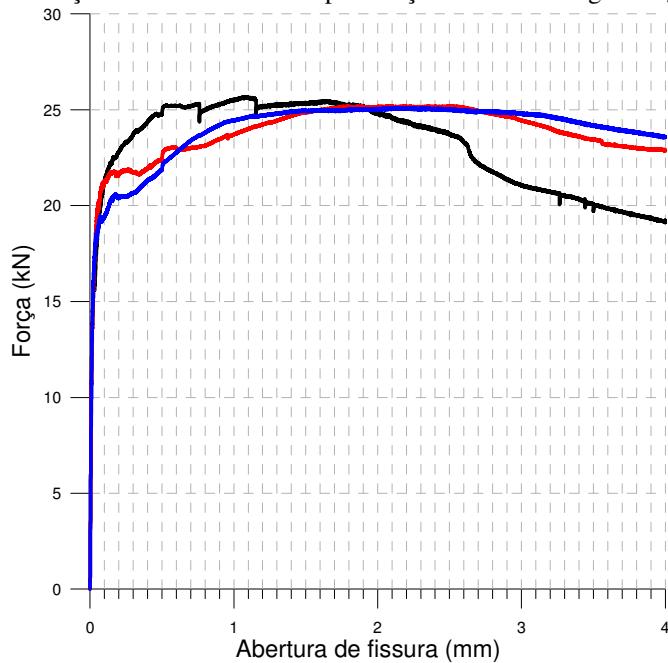
Na Figura 63 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão até o limite de deflexão de 3 mm para traço 30 MPa – 30 kg/m³.

Figura 63 – Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 30 kg/m³ segundo EN 14651

Fonte: Autor.

5.10.2 Apresentação dos resultados para traço 30 MPa – 60 kg/m³

Na Figura 64 são apresentadas as curvas de força x abertura de fissura (COD) segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 60 kg/m³.

Figura 64 – Curvas força x abertura de fissura para traço 30 MPa – 60 kg/m³ segundo EN 14651

Fonte: Autor.

As classes do concreto reforçado com fibra de aço e as médias dos valores das resistências residuais à flexão correspondentes às aberturas de fissuras segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 60 kg/m³ encontram-se no Quadro 57. Observa-se que o valor médio do limite de proporcionalidade obtido foi de 6,97 MPa, assim como nos estudos realizados por Sahen e Koksal (2010) para a mesma resistência e o mesmo teor de fibra, e o limite de proporcionalidade foi igual a 6,8 MPa.

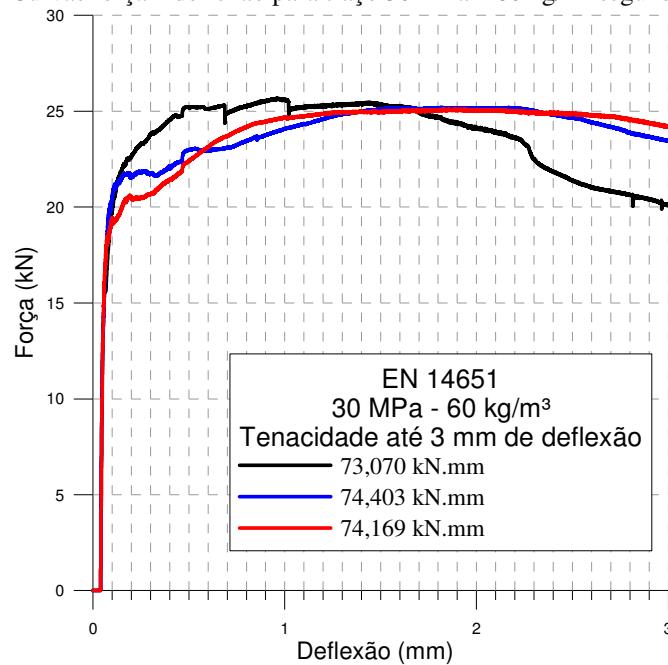
Quadro 57 – Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 30 MPa - 60 kg/m³

Traço 30 MPa 60 kg/m ³								
CPs	fL (MPa)	f0,5 (MPa)	f1,5 (MPa)	f2,5 (MPa)	f3,5 (MPa)	F2,5/f0,5	Classe	f0,5/fL
CP1	7,21	7,93	8,10	7,60	7,60	0,96	c	1,1
CP2	7,03	7,23	8,02	8,12	7,57	1,12	d	1,0
CP3	6,67	7,09	8,07	8,09	7,82	1,14	d	1,1
Média (MPa)	6,97	7,42	8,07	7,94	7,66	1,07	-	1,06
Desvio padrão (MPa)	0,28	0,45	0,04	0,29	0,14	0,10	-	0,04

Fonte: Autor.

Na Figura 65 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão até o limite de deflexão de 3 mm para traço 30 MPa – 60 kg/m³.

Figura 65 – Curvas força x deflexão para traço 30 MPa – 60 kg/m³ segundo EN 14651

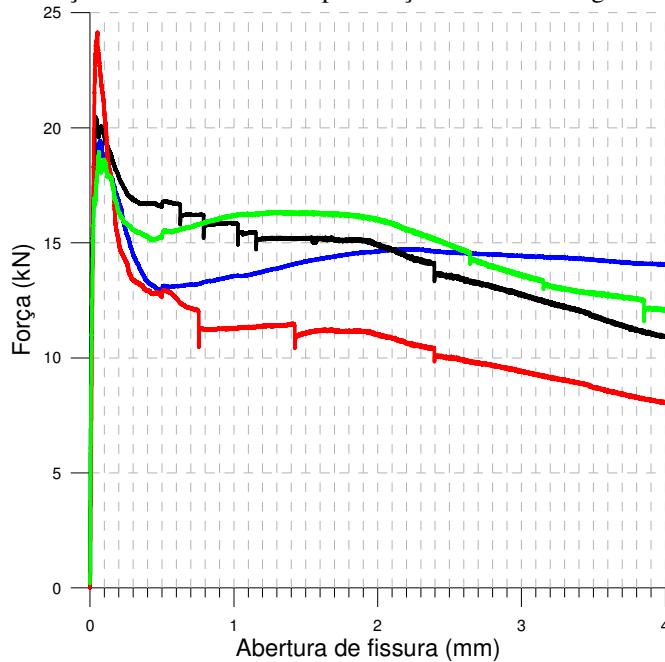


Fonte: Autor.

5.10.3 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 30 kg/m³

Na Figura 66 são apresentadas as curvas de força x abertura de fissura (COD) segundo EN 14651 para traço 40 MPa – 30 kg/m³.

Figura 66 – Curvas força x abertura de fissura para traço 40 MPa – 30 kg/m³ segundo EN 14651



Fonte: Autor.

As classes do concreto reforçado com fibra de aço e as médias dos valores das resistências residuais à flexão correspondentes às aberturas de fissuras segundo EN 14651 para traço 40 MPa – 30 kg/m³ estão apresentadas no Quadro 58. Observa-se que o valor médio do limite de proporcionalidade obtido foi de 6,68 MPa, assim como nos estudos realizados por Sahen e Koksal (2010), e o limite de proporcionalidade foi igual a 5,4 MPa.

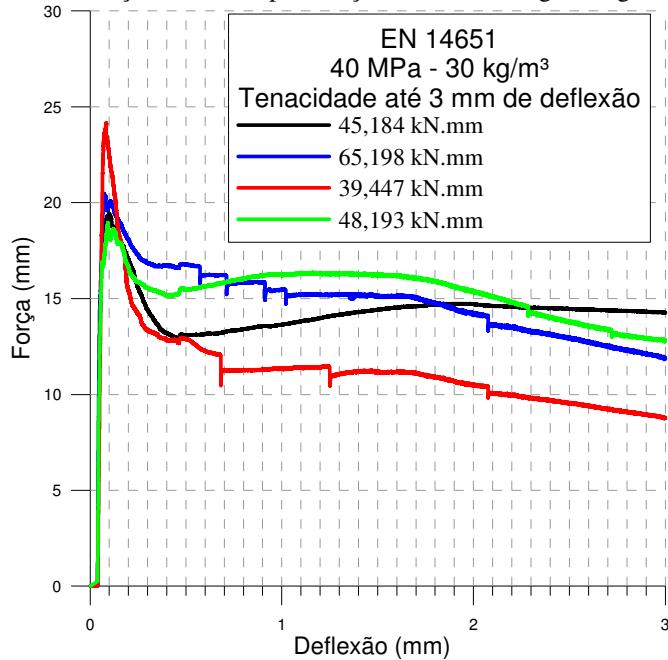
Quadro 58 – Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 40 MPa - 30 kg/m³

CPs	Traço 40 MPa 30 kg/m ³							
	fL (MPa)	f0,5 (MPa)	f1,5 (MPa)	f2,5 (MPa)	f3,5 (MPa)	f2,5/F0,5	Classe	f0,5/fL
CP1	6,22	4,15	4,54	4,67	4,56	1,13	d	0,7
CP2	6,60	5,37	4,90	4,39	3,82	0,82	b	0,8
CP3	7,81	4,11	3,58	3,25	2,83	0,79	b	0,5
CP4	6,07	4,90	5,21	4,76	4,11	0,97	c	0,8
Média (MPa)	6,68	4,63	4,56	4,27	3,83	0,93	-	0,70
Desvio padrão (MPa)	0,79	0,61	0,71	0,70	0,73	0,15	-	0,14

Fonte: Autor.

Na Figura 67 são apresentados as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão até o limite de deflexão de 3 mm para traço 40 MPa – 30 kg/m³.

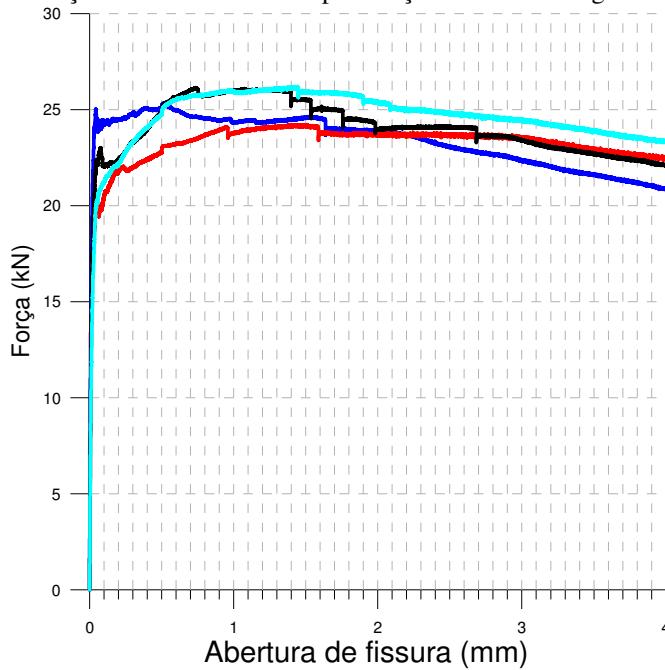
Figura 67 – Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 30 kg/m³ segundo EN 14651



Fonte: Autor.

5.10.4 Apresentação dos resultados para traço 40 MPa – 60 kg/m³

Na Figura 68 são apresentadas as curvas de força x abertura de fissura (COD) segundo EN 14651 para traço 40 MPa – 60 kg/m³.

Figura 68 – Curvas força x abertura de fissura para traço 40 MPa – 60 kg/m³ segundo EN 14651

Fonte: Autor.

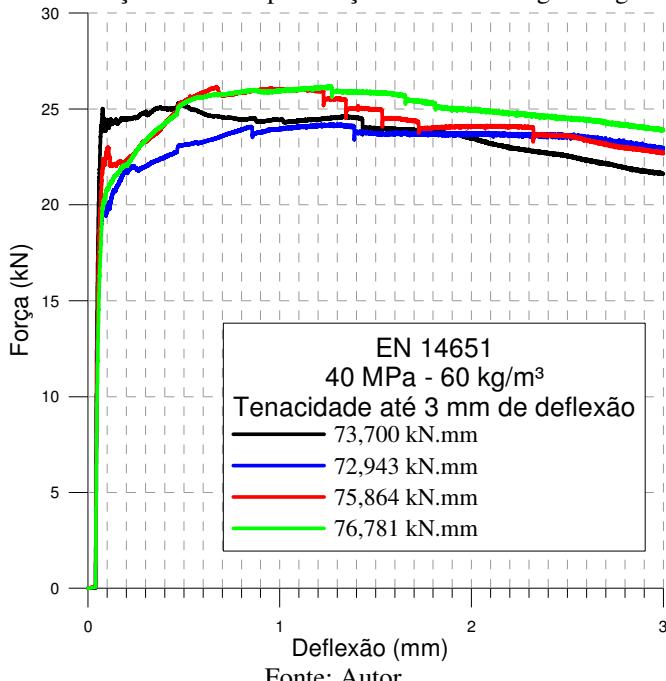
As classes do concreto reforçado com fibra de aço e as médias dos valores das resistências residuais à flexão correspondentes às aberturas de fissuras segundo EN 14651 para traço 40 MPa – 60 kg/m³ encontram-se no Quadro 59. Observa-se que o valor médio do limite de proporcionalidade obtido foi de 6,99 MPa, assim como nos estudos realizados por Sahen e Koksal (2010) para a mesma resistência e o mesmo teor de fibra, e o limite de proporcionalidade foi igual a 8,8 MPa.

Quadro 59 – Resultados do procedimento da norma EN 14651 para traço 40 MPa - 60 kg/m³

Traço 40 MPa 60 kg/m ³								
CPs	fL (MPa)	f0,5 (MPa)	f1,5 (MPa)	f2,5 (MPa)	f3,5 (MPa)	f2,5/f0,5	Classe	f0,5/fL
CP1	7,83	8,01	7,86	7,38	6,93	0,92	c	1,0
CP2	6,41	7,36	7,80	7,64	7,40	1,04	c	1,1
CP3	7,23	8,05	8,26	7,79	7,34	0,97	c	1,1
CP4	6,47	7,93	8,29	7,93	7,65	1,00	c	1,2
Média (MPa)	6,99	7,84	8,05	7,69	7,33	0,98	-	1,13
Desvio padrão (MPa)	0,67	0,32	0,26	0,23	0,30	0,05	-	0,08

Fonte: Autor.

Na Figura 69 são apresentadas as curvas de força x deflexão e os valores de tenacidade à flexão até o limite de deflexão de 3 mm para traço 40 MPa – 30 kg/m³.

Figura 69 – Curvas força x deflexão para traço 40 MPa – 60 kg/m³ segundo EN 14651

Fonte: Autor.

5.10.5 Planejamento fatorial para limite de proporcionalidade segundo EN 14651

Os valores da média global do limite de proporcionalidade para todos os traços segundo EN 14651, o efeito da resistência (f_{ck}) no limite de proporcionalidade, o efeito de teor de fibra (FT) e o efeito de interação (FA) encontram-se nos Quadros 60 e 61.

Quadro 60 – Planejamento fatorial de limite de proporcionalidade segundo EN 14651

EN 14651 - Limite de proporcionalidade										
Grupo	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Variância	N	Alfa	Alfa *xm	xm2-xm1; xm4-xm3
30 MPa 30 kg/m ³	4,65	5,000	5,25	5,080	4,995	0,064	4	0,25	1,249	1,680
40 MPa 30 kg/m ³	6,22	6,600	7,81	6,070	6,675	0,622	4	0,25	1,669	
30 MPa 60 kg/m ³	7,21	7,030	6,67		6,970	0,076	3	0,25	1,743	0,015
40 MPa 60 kg/m ³	7,83	6,410	7,23	6,470	6,985	0,457	4	0,25	1,746	
					25,625	1,218	15	1	6,406	

Fonte: Autor.

Quadro 61 – Resultados do planejamento fatorial de limite de proporcionalidade segundo EN 14651

Média global + S (global) (MPa)	6,41±0,14
Efeitos principais	
Fatorial f_{ck} + S (efeito) (MPa)	0,85±0,39
Fatorial T.F + S (efeito) (MPa)	1,14±0,39
FA + S (efeito) (MPa)	-0,83±0,39

Fonte: Autor.

5.10.6 Planejamento fatorial para tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão segundo EN 14651

Os valores da média global dos ensaios de tenacidade à flexão para todos os traços segundo EN 14651, o efeito da resistência (f_{ck}) na tenacidade, o efeito de teor de fibra (FT) e o efeito de interação (FA) se encontram nos Quadros 62 e 63.

Quadro 62 – Planejamento fatorial de tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão segundo EN 14651

EN 14651 – Tenacidade à flexão										
Grupo	CP1	CP2	CP3	CP4	Média	Variância	N	Alfa	Alfa *xm	xm2-xm1; xm4-xm3
30 MPa 30 kg/m ³	36,331	37,215	37,865	37,733	37,286	0,484	4	0,25	9,322	12,220
40 MPa 30 kg/m ³	45,184	65,198	39,447	48,193	49,506	122,609	4	0,25	12,376	
30 MPa 60 kg/m ³	73,07	74,403	74,169	-	73,881	0,507	3	0,25	18,470	0,941
40 MPa 60 kg/m ³	73,7	72,943	75,864	76,781	74,822	3,238	4	0,25	18,706	
					235,49	126,837	15	1	58,874	

Fonte: Autor.

Quadro 63 – Resultados do planejamento fatorial de tenacidade à flexão segundo EN 14651

Média global + S (global)	58,874±1,45
Efeitos principais	
Fatorial f_{ck} + S (efeito)	6,58±3,98
Fatorial T.F + S (efeito)	30,96±3,98
FA + S (efeito)	5,64±3,98

Fonte: Autor.

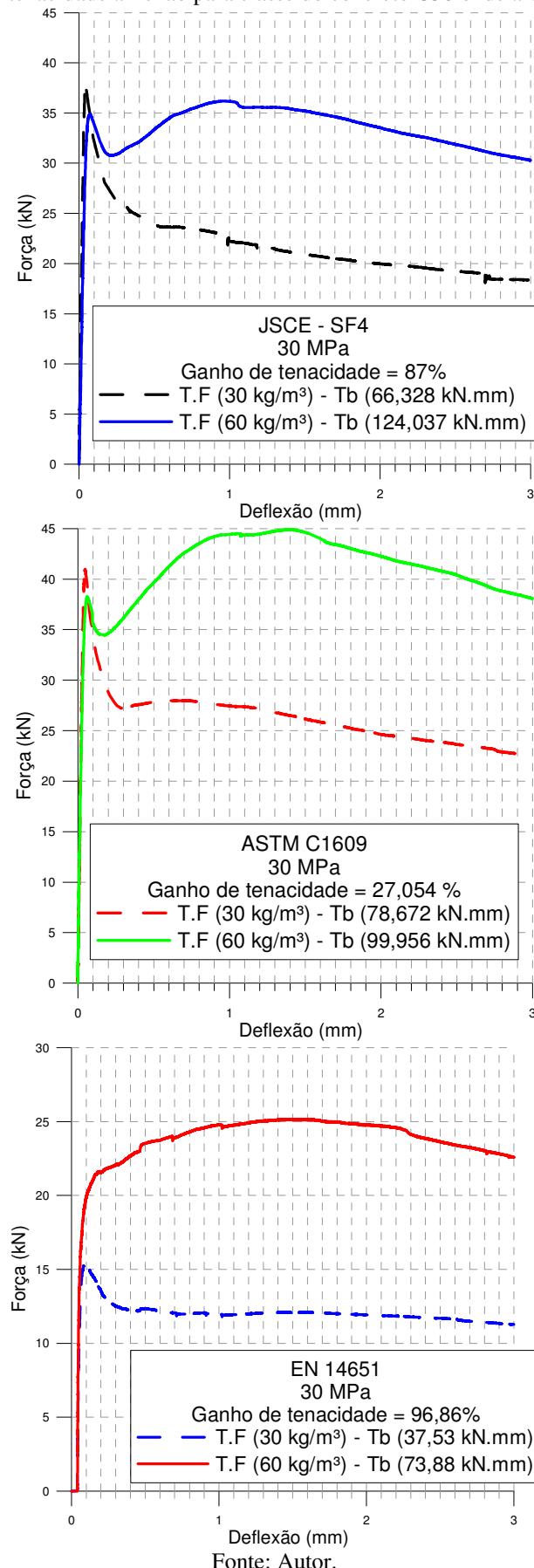
5.11 Ganho na tenacidade

A tenacidade à flexão é alterada e influenciada pelo aumento no teor de fibra e pelo ganho da resistência à compressão do concreto. Nos itens seguintes são apresentadas as curvas de tenacidade para cada variável.

5.11.1 Ganho na tenacidade onde a variável é o teor de fibras

Para a classe do concreto de C30 e para todas as variáveis dependentes (JSCE-SF4, ASTM C1609 e EN 14651), conforme a Figura 70, observa-se que a tenacidade à flexão foi maior, segundo o método EN 14651, e igual a 96,86%. Percebe-se também, conforme o método ASTM C1609, que o ganho da tenacidade à flexão foi o menor entre os métodos e igual a 76,62%.

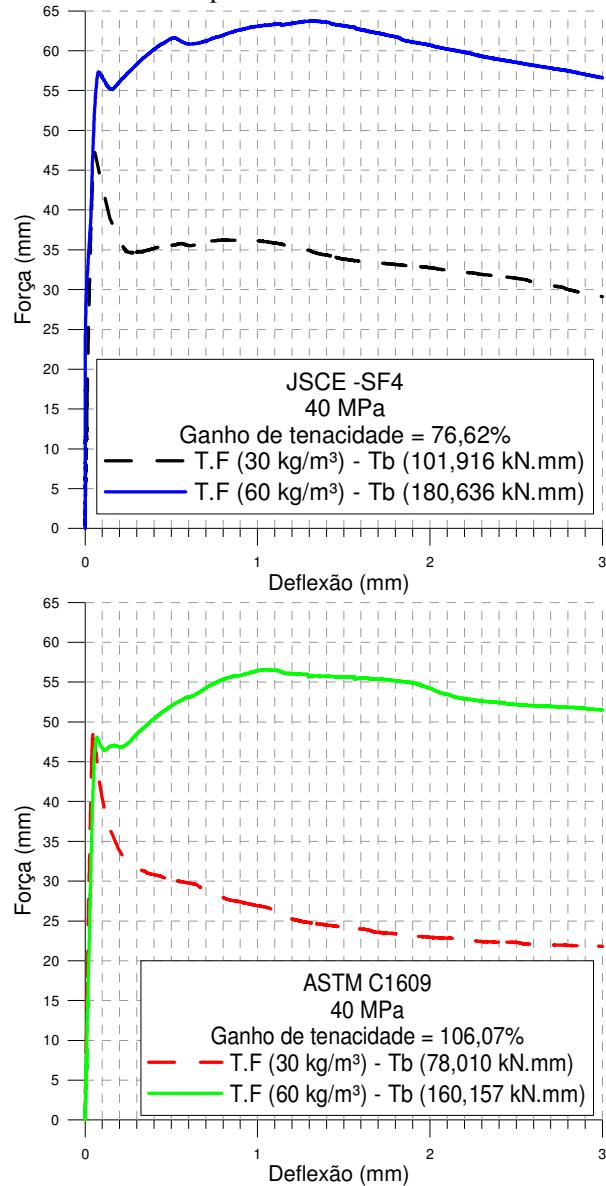
Figura 70 – Ganho de tenacidade à flexão para classe do concreto C30 onde a variável é o teor de fibra

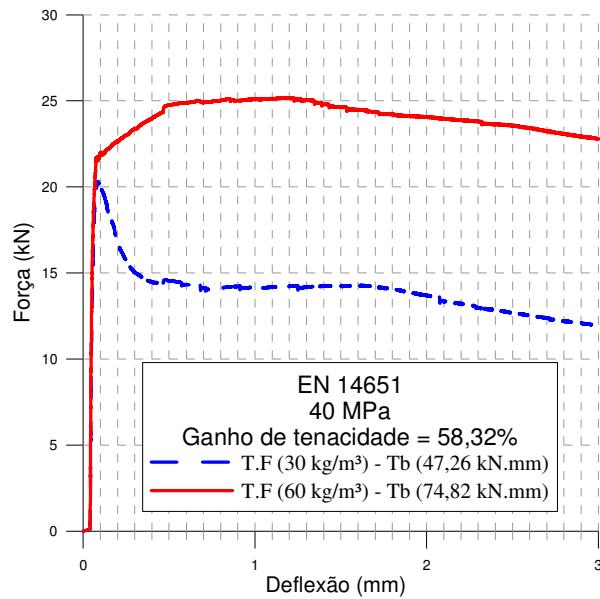


Fonte: Autor.

Para classe do concreto de C40 e para todos as variáveis dependentes (JSCE-SF4, ASTM C1609 e EN 14651), a tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão foi maior quando houve alteração no teor de fibra de 30 kg/m^3 para 60 kg/m^3 . Este ganho encontra-se na Figura 71. Para a mesma classe do concreto, observa-se que a tenacidade à flexão foi maior, segundo o método ASTM C1609, e igual a 106,07%. Percebe-se também, conforme o método EN 14651, que o ganho da tenacidade à flexão foi o menor entre os métodos e igual a 58,32%.

Figura 71 - Ganho de tenacidade à flexão para classe do concreto C40 onde a variável é o teor de fibra



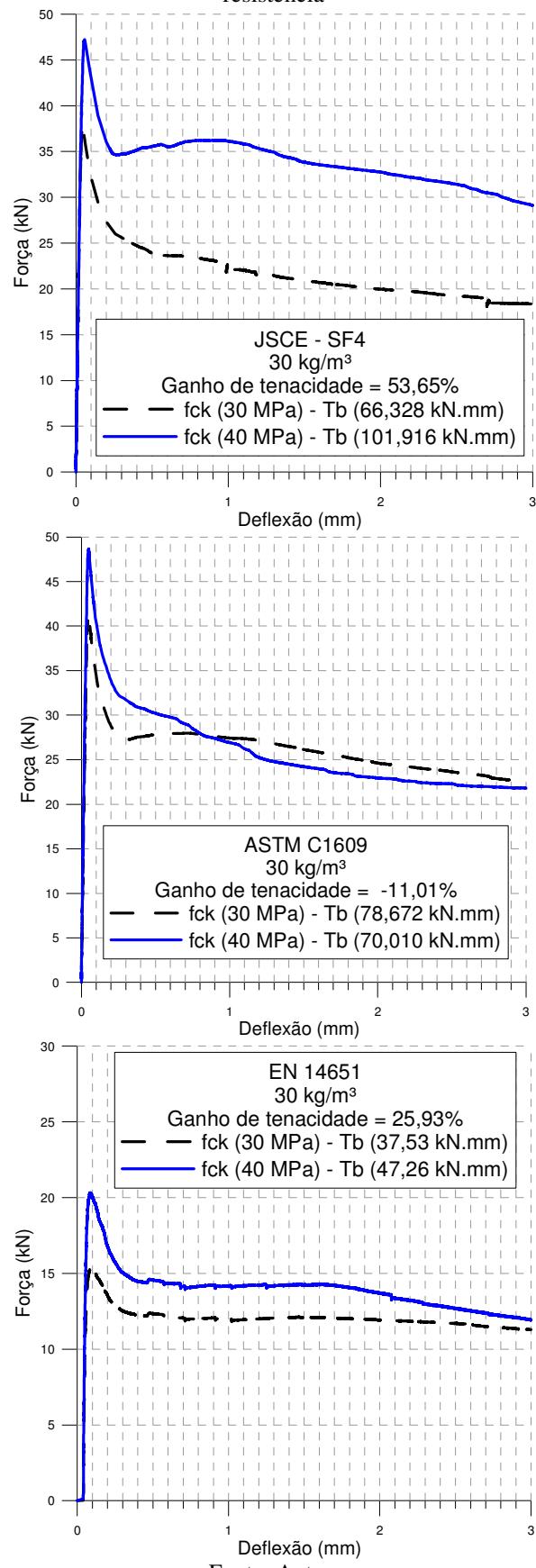


Fonte: Autor.

5.11.2 Ganho na tenacidade onde a variável é a resistência à compressão

Para teor de fibra igual a 30 kg/m³ e para as variáveis dependentes de JSCE-SF4 e EN 14651, a tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão foi maior quando houve alteração na resistência à compressão de 30 MPa para 40 MPa. Percebe-se que o ganho de tenacidade à flexão, segundo JSCE-SF4, foi igual a 53,65% e, para a EN 14651, foi igual a 25,93%. Pode ser observado também que não houve ganho na tenacidade à flexão, conforme ASTM C1609. Este comportamento se deve à orientação e à inclinação das fibras em relação à direção da força aplicada na seção da fissura ter sido menor, conforme a Figura 72.

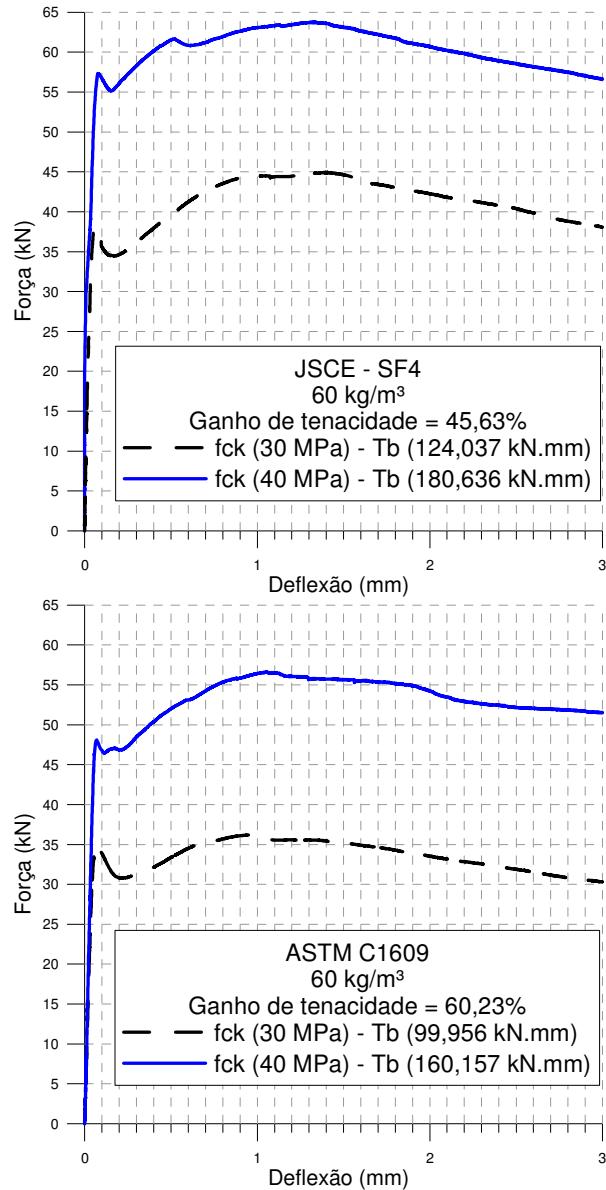
Figura 72 – Ganho de tenacidade à flexão para teor de fibra de 30 kg/m³ onde a variável é a classe de resistência

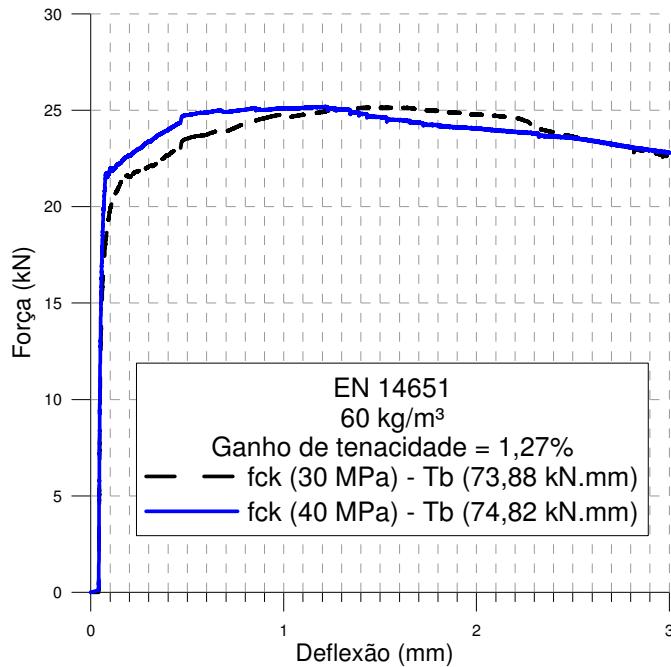


Fonte: Autor.

Para a mesma alteração de classe da resistência, observa-se que o maior ganho de tenacidade à flexão para teor de fibra de 60 kg/m^3 foi igual a 60,23%, segundo o método da ASTM C1609. Para tanto, o ganho da resistência à flexão, conforme JSCE-SF4, foi igual a 45,63% e, para a EN 14651, foi igual a 25,93%, como disposto na Figura 73.

Figura 73 - Ganho de tenacidade à flexão para teor de fibra de 60 kg/m^3 onde a variável é a classe de resistência





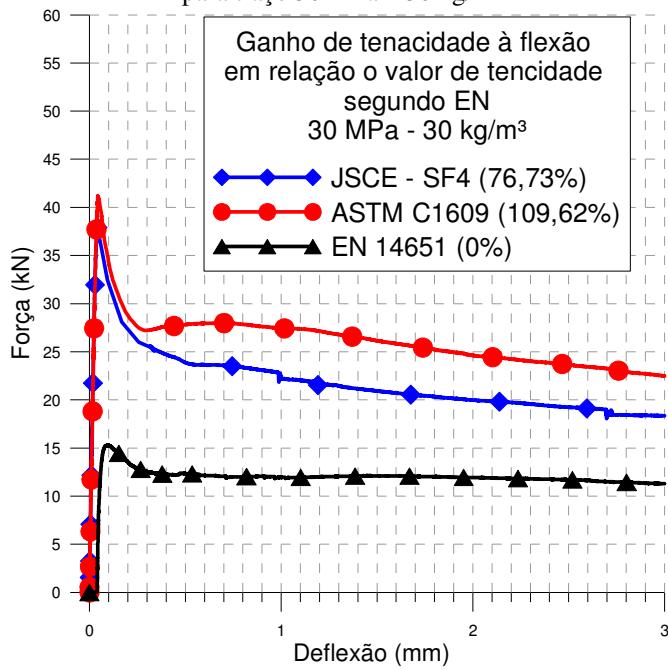
Fonte: Autor.

5.11.3 Ganho na medida de tenacidade entre as normas em relação ao valor da medida de tenacidade segundo EN 14651

Devido ao entalhe e ao tamanho do vão do CP da norma EN 1465, o valor da tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão é menor em relação ao seu valor para as outras normas. Por isso, o ganho de tenacidade à flexão em relação este valor foi calculado e escolhido como valor de referência.

Para traço 30 MPa – 30 kg/m³, observa-se que, em relação ao valor de tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão, segundo EN 14651, o ganho de tenacidade à flexão para a JSCE-SF4 foi igual a 76,73% e, para a ASTM C14651, foi de 109,62%, conforme a Figura 74.

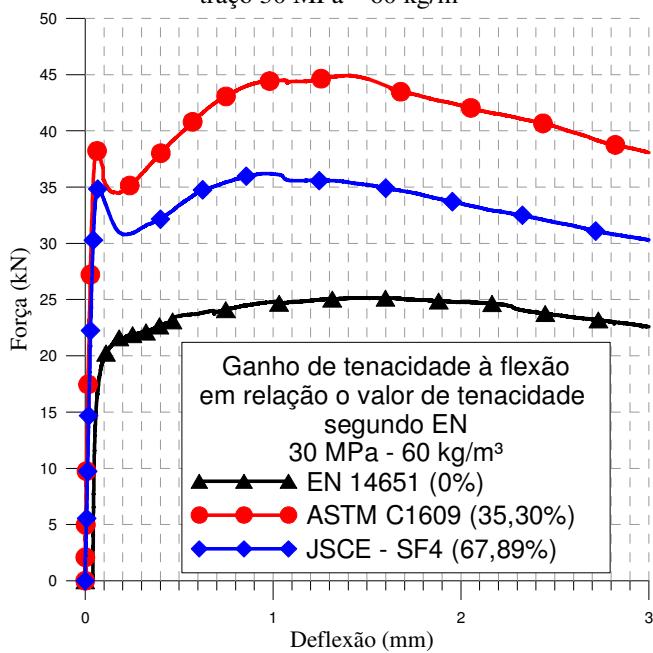
Figura 74 - O ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m³



Fonte: Autor.

Para traço 30 MPa – 60 kg/m³, percebe-se que, em relação ao valor de tenacidade à flexão até 3 mm de deflexão, segundo EN 14651, o ganho de tenacidade à flexão para a JSCE-SF4 foi igual a 76,89% e, para a ASTM C14651, foi de 35,30%, conforme a Figura 75.

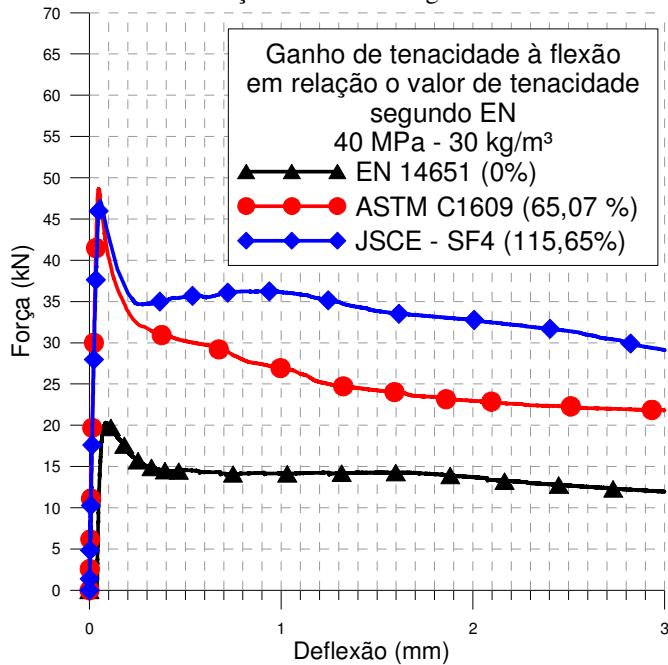
Figura 75 – Ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 60 kg/m³



Fonte: Autor.

Para traço 40 MPa – 30 kg/m³, o ganho de tenacidade à flexão para a JSCE-SF4 foi igual a 115,65% e, para a ASTM C14651, foi de 65,07%, conforme a Figura 76.

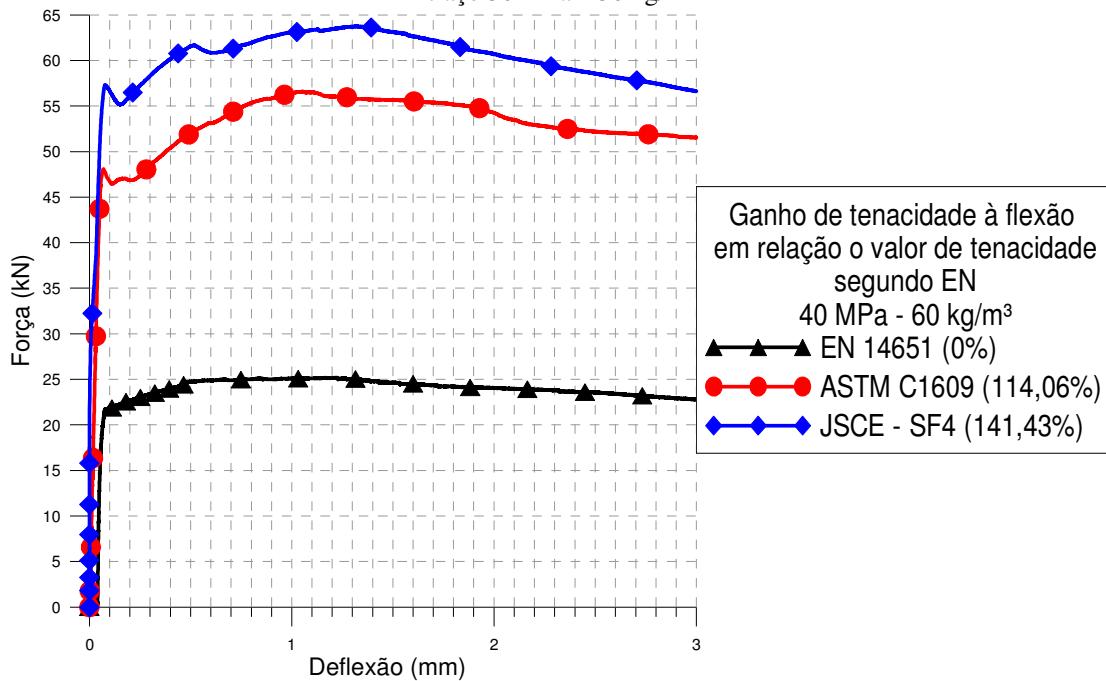
Figura 76 – Ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m³



Fonte: Autor.

Para traço 40 MPa – 60 kg/m³, o ganho de tenacidade à flexão para JSCE-SF4 foi igual a 141,43% e, para a ASTM C14651, foi de 114,06%, conforme a Figura 77.

Figura 77 – Ganho de tenacidade à flexão em relação ao valor de tenacidade à flexão segundo EN 14651 para traço 30 MPa – 30 kg/m³



Fonte: Autor.

5.12 Resumo de execução

O resumo da execução dos métodos de ensaio do programa experimental encontra-se no Quadro 64.

Quadro 64 – Resumo de execução do programa experimental

Resumo de execução			
	JSCE-SF4	ASTM C1609	EN 14651
Tamanho e geometria do corpo de prova	150 mm x 150 mm x 500 mm Disponibilidade da base da máquina e das formas metálicas no mercado brasileiro	150 mm x 150 mm x 500 mm Disponibilidade da base da máquina e das formas metálicas no mercado brasileiro	150 mm x 150 mm x 550 mm Indisponibilidade das formas metálicas no mercado brasileiro (utilização das formas de madeira)
Produção dos corpos de prova (moldagem ou serragem)	Moldagem	Moldagem	Moldagem
Moldagem do corpo de prova	Começa no terço médio do CP	Começa no terço médio do CP	Começa no terço médio do CP
Tipo de compactação	Externa (mesa vibratória)	Externa (mesa vibratória)	Externa (mesa vibratória)
Cura	Submersa	Submersa	Submersa
Realização do entalhe	Não	Não	Sim (dimensão máxima: 5 mm de espessura x 25 mm de altura x 150 mm de largura); é necessária uma máquina de corte; mão de obra experiente para realizar o corte

Resumo de execução			
	JSCE-SF4	ASTM C1609	EN 14651
Tipo da máquina de ensaio (open loop ou closed loop)	Open loop	Closed loop	Closed loop
Variáveis de entrada	Frequência; geometria do CP; taxa de carregamento	Frequência; geometria do CP; taxa de carregamento	Frequência; geometria do CP; taxa de carregamento
Variáveis de saída	Tempo; dados de força; dados de deflexão	Tempo; dados de força; dados de deflexão	Tempo; dados de força; dados de abertura de fissura
Taxa de carregamento	0,15 mm/min	0,08 mm/min até 0,5 mm de deflexão e 0,15 mm/min de 0,5 mm até 3 mm de deflexão	0,05 mm/min até 0,5 mm de abertura de fissura e 0,2 mm/min de 0,5 mm até 3 mm de abertura de fissura
Vão do corpo de prova	450 mm	450 mm	500 mm
Tempo de ensaio + aplicação do YOKE + ajuste dos cutelos da máquina	(Até 3,5 mm de deflexão) 23,33 min + 15 min + 5 min = 43,33 min	(Até 3,5 mm de deflexão) 26,25 min + 15 min + 5 min = 46,25 min	(Até 4 mm de abertura de fissura) 27,5 min + 15 min + 5 min = 37,5 min
Temperatura durante o ensaio	25 ± 3 °C	25 ± 3 °C	25 ± 3 °C
Tipo de equipamento de medição (LVDT, Clip Gage)	LVDT	LVDT	Clip Gage
Localização de dispositivo de medição da deflexão	No centro da face lateral do CP fixado por YOKE	No centro da face lateral do CP fixado por YOKE	No centro da face inferior do CP fixado por YOKE
Disponibilidade da máquina para realização do ensaio	O ensaio realizado em máquinas eletromecânicas	Máquinas servo controle (eletromecânicas ou eletro-hidráulicas)	Máquinas servo controle (eletromecânicas ou eletro-hidráulicas)
Controle de ensaio	Deslocamento da máquina	LVDT	Clip gage
Tipo de ensaio	Tenacidade à flexão de 4 pontos	Tenacidade à flexão de 4 pontos	Tenacidade à flexão de 3 pontos

Fonte: Autor.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

Os resultados desta pesquisa para cada resistência e seu teor de fibra e para cada procedimento padrão foram qualitativos (observações das curvas) e quantitativos (os valores da resistência à compressão, da resistência à tração por compressão diametral, do módulo de elasticidade e da tenacidade à flexão).

Em relação às propriedades mecânicas do CRFA, a adição das fibras de aço promoveu ganho na resistência à compressão e foi igual a 14% com adição de fibra de 30 kg/m³ e igual a 18%, com adição de fibra de 60 kg/m³. A resistência à tração por compressão diametral também foi incrementada. Este aumento foi igual a 35%, para teor de 30 kg/m³ e a 59%, para teor de 60 kg/m³. As propriedades obtiveram ganhos devido à diminuição da propagação de fissuras, pois a capacidade de deformação transversal é provocada pela presença das fibras que trabalham como ponte de transferência de tensões pelas fissuras e aumenta a ductilidade impedindo que o concreto se rompa por perda de monoliticidade.

Foi observado que 95,46% das curvas de força x deflexão, segundo JSCE-SF4 e ASTM C1609, e de força x abertura de fissura, conforme EN 14651, do ensaio de tenacidade à flexão de teor de fibra de 60 kg/m³ estavam acima do volume crítico. Para teor de fibra de 30 kg/m³, todas as curvas também estavam abaixo do volume crítico, o que indica que o volume crítico deste tipo e classe da fibra, com as mesmas resistências do concreto de referência e o mesmo fator de aspecto desta pesquisa, fica entre 30 kg/m³ e 60 kg/m³.

O método ASTM C1609 obteve o maior ganho de tenacidade à flexão quando o teor de fibra foi alterado de 30 kg/m³ para 60 kg/m³, para classe de resistência C40, e também o maior resultado de tenacidade quando a classe de concreto foi alterada de C30 para C40, para teor de fibra de 60 kg/m³. O método EN 14651, que utiliza corpos de prova com entalhe, obteve menor coeficiente de variação da medida de tenacidade à flexão do CRFA

em relação os outros métodos de ensaio desta pesquisa, pois a fissura sempre se propaga no plano do entalhe. O ensaio é interessante pois determina as resistências residuais nos pontos específicos que definem o comportamento mecânico do compósito em vários estágios durante e após da ruptura da matriz.

A influência da resistência à compressão na tenacidade à flexão é menor quando comparada com a influência de teor de fibras. A análise estatística deste trabalho mostra que o acréscimo da resistência à compressão aumenta o módulo de ruptura das vigas prismáticos e consequentemente a tenacidade é incrementada. O aumento de teor de fibra influí na tenacidade à flexão de maneira favorável, pois um número maior de fibras podem interceptar a fissura, melhorando a capacidade de absorção de energia na etapa pós-fissuração do compósito.

Em relação à preparação dos corpos de prova para os ensaios nesta pesquisa, houve dificuldade no método EN 14651 (que utiliza o *clip gage* como acessório) devido à realização do entalhe, pois todos os resultados obtidos dependem da sua espessura e altura, por isso exige-se mão de obra qualificada para realizar o corte.

Atualmente no Brasil, a utilização de equipamento de sistema aberto (open loop), prescrito pelo método JSCE-SF4 não utiliza nenhum acessório externo e o controle é feito pelo deslocamento vertical da prensa da máquina, o que o torna mais prático e vantajoso no controle executivo da obra. Por sua vez as normas ASTM C1609 e EN 14651 apresentaram dificuldade na sua implementação, pois estes métodos usam máquina de sistema fechado (closed loop) onde existe *feedback* que manipula e ajusta as suas entradas com base num critério previamente determinado, tornando-os difíceis e trabalhosos devido à aplicação dos acessórios LVDT e Clip gage.

6.1 Sugestões para trabalho futuros

- Comparação desses resultados com outros procedimentos para determinar a tenacidade, tais como Barcelona Test e ASTM C1399;
- Verificação da influência da dimensão máxima dos agregados na medida de tenacidade e na resistência residual;

- Determinação do volume crítico das fibras e avaliação da sua tenacidade com os resultados obtidos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318M-11**: Building Code Requirements for Structural Concrete. Michigan, USA, 2011.

_____. **ACI 544.1R**: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. [S.I.]: ACI committee, 1996. Reapproved 2002. 66 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **ASTM A370**: Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel. Pennsylvania, 2010. 47 p.

_____. **ASTM C1170**: Standard Test Method for Determining Consistency and Density of Roller-Compacted Concrete Using a Vibrating Table. Pennsylvania, 2008. 5 p.

_____. **ASTM C1550**: Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel). Pennsylvania, 2010a. 14 p.

_____. **ASTM C1609**: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforce Concrete (Using Beam with Third-Point Loading). Pennsylvania, 2010b. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5722**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, 2011, 5 p.

_____. **NBR 5735**: Cimento Portland de alto forno - Especificação. Rio de janeiro, 2002. 5 p.

_____. **NBR 5738**: Modelagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 2007. 9 p.

_____. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 9 p.

_____. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2005. 11 p.

_____. **NBR 9833**: Concreto fresco: determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2008. 7 p.

_____. **NBR 11579**: Cimento Portland – Determinação do índice de finura por meio da peneira 75 µm (nº 200). Rio de janeiro, 2012. 4 p.

- _____. **NBR 12142:** Concreto: determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos. Rio de Janeiro, 2010. 3 p.
- _____. **NBR 12655:** Execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2006. 18p.
- _____. **NBR 14931.** Concreto de cimento Portland: Preparo, controle e recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2004. 53p.
- _____. **NBR 15530:** Fibras de aço para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2007. 7 p.
- _____. **NBR NM 23:** Cimento Portland – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2000. 11 p.
- _____. **NBR NM 26:** Agregados - Amostragem. Rio de janeiro, 2009. 10 p.
- _____. **NBR NM 45:** Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.
- _____. **NBR NM 53:** Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.
- _____. **NBR NM 65:** Cimento Portland – Determinação do tempo de pega. Rio de janeiro, 2002. 12 p.
- _____. **NBR NM 67:** Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998. 8 p.
- _____. **NBR NM 76:** Cimento Portland – Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de janeiro, 1998. 12 p.
- _____. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.
- BARROS, J. A. O. **Comportamento de betão reforçado com fibras.** Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia, Universidade Do Porto, 1995.
- BARROS NETO, B.; SCARMINIO, I. S.; BRUNS, R. E. **Como fazer experimentos.** 3. ed. Campinas: Editora da Unicamp, 2007. 480 p.
- BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites.** United Kingdom. Elsevier, 1990.
- CALLISTER, W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais:** Uma Introdução. 5. ed. São Paulo: LTC, 2002.
- CARVALHO. E. **Estudo da variabilidade da tenacidade de concretos reforçados com fibras de aço por meio de ensaios à flexão em prismas moldados e extraídos.**

Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas, 2012.

COLOMBO, M.; DI PRISCO, M.; MAZZOLENI, L. Glass fiber reinforced concrete at high temperatures. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 115-124.

CUNHA, V. M. C. F.; SENA-CRUZ, J. M.; BARROS, J. A. O. Impact of the fiber manufacturing quality on the fiber pullout performance. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 83-94.

CUNICO, M. W. M.; MIGUEL, O.; G. ZAWADZKI, S. F.; PERALTA-ZAMORA, P.; VOLPATO, N. **Planejamento fatorial:** uma ferramenta estatística valiosa para a definição de parâmetros experimentais empregados na pesquisa científica. Curitiba: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2008.

DATTATREYA, J. K.; HARISH, K. V.; NEELAMEGAN, M. Investigation of flexural toughness and fracture energy of high and ultra high performance fiber reinforced concrete. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 231-242.

DANIEL, M. I.; ISHAI, O. **Engineering mechanics of composite materials.** 2. ed. New York: Oxford University Press, 2006.

DUARTE, J. B. **Inteligência artificial aplicada no controle de qualidade em linhas de produção.** Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia, 2013.

EUROPEAN FEDERATION OF NATIONAL ASSOCIATIONS REPRESENTING FOR CONCRETE. **EFNARC:** European Specification for Sprayed Concrete. Surrey, UK, 1996. 31 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 14651:** Test method for metallic fiber-reinforced concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual). CEN, London, 2007. 15 p.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Model Code 2010:** First Complete Draft. v. 1, Switzerland, 2010.

FERREIRA, N. F. M. **Influência das características das fibras no desempenho do betão.** Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2008.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço.** Boletim Técnico (BT/PCC/260). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2000.

- _____. **Concreto reforçado com fibras.** São Paulo, 2011. 247 p.
- FIGUEIREDO, A. D.; CHAMA NETO, P. J.; FARIA, H. M. A. Nova normalização brasileira sobre fibras de aço. **Concreto & construções**, São Paulo, v. 36, n. 50, p. 67-76, abr./maio/jun. 2008.
- GALDÁMEZ, E. V. C. **Aplicação das técnicas de planejamento e análise de experimentos na melhoria da qualidade de um processo de fabricação de produtos plásticos.** 2002. 133f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- GARCEZ, E. O. A. **Análise teórico-experimental do comportamento de concretos reforçados com fibra de aço submetidos a cargas de impacto.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.
- GODDE, L.; STRACK, M. Conversion factors for determination of the tensile behavior of steel fiber reinforced concrete from bending test. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 409-418.
- HANNANT, D. J. **Fibre cements and fibre concretes.** Chichester: John Wiley, 1978.
- HEGGER, J. et al. Fiber orientation in ultra-high performance concrete. In: INTERNACIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7., 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 191-200.
- ISLAM. S. T. **Study of Some Parameters Affecting the Measured Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete.** Dissertação (Mestrado). The Faculty of Graduate Studies (Civil Engineering), The University of British Columbia, 2012.
- JOHNSTON, D. C. Fiber-Reinforced Cements and Concrete. Advances in Concrete technology. **International Center for Sustainable development of Cement and Concrete.** v. 1. Canada: Ontario, Ottawa, 2001.
- LEVY NETO. F.; PARDINI. L. C. **Compósitos Estruturais: Ciência e tecnologia.** São Paulo: E. Blucher, 2006. 313p.
- KUMAR, S.; PRASAD, M. M. Flexural behavior of short steel fiber reinforced concrete beams. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 209-218.
- MECHTCHERINE. V.; JUN. P.. Behavior of Strain Hardening Cement-Based Composites in Tension and Compression. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 471-482.

- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 3. ed. São Paulo: Ibracon, 2008.
- MORAIS, R. S.; JACINTHO, A. E. P. G. A.; CARNIO, M. A.; SOUZA, A. A. A. Concreto de Cimento Portland reforçado com fibras de aço: Estudo e aplicação em pavimento. In: 52º Congresso Brasileiro de Concreto, 2010, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: Ibracon, 2010.
- NAAMAN, A.E. Engineered Steel fibers with Optimal Properties for Reinforcement of Cement Composites. **Journal of Advanced Concrete Technology.** Japan Concrete Institute, v. 1, n. 9, p. 241-252, nov. 2003.
- _____. Development and evolution of tensile strain-hardening FRC composites. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 1-28.
- NORWEGIAN TUNNELLING. **NFF:** Norsk Forening for Fjellsprengningsteknikk, n.14, Oslo, 2004. p. 29-34.
- PARMENTIER, B.; VANDEWALLE, L.; RICKSTAL, V. Evaluation of the scatter of the postpeak behavior of fiber reinforced concrete in bending: A step towards reliability. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 133-144.
- PASA, V. F. **Análise do comportamento de estruturas de concreto reforçado com fibras de aço via método dos elementos finitos.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2007.
- ROBBINS. D. **Working to Restore Iraq's Past for the Future.** Defense Video & Imagery Distribution System. Baghdad, Iraq, 2010. Disponível em: <<http://www.dvidshub.net/image/261935/working-restore-iraqs-past-future#.UnpGVHD2Z6n>>. Acesso em: 6 nov. 2013.
- SAHIN. Y; KOKSAL. Y. The influence of matrix and steel fiber tensile strength on the fracture energy of high-strength concrete. **Construction and building Materials.** Elsevier, 2011. P. 1801-1806.
- SALVADOR. R. P. **Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto reforçado com fibras.** Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2012.
- SILVA, F. A.; MOBASHER, B; TOLIDO FILHO, R. D. Recent advances in high performance (sisal) fiber cement composites. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 105-114.

SINGH, S.; SHUKLA, A.; BROWN, R. Pullout Behaviour of Polypropylene Fibers From Cementitious Matrix. **Cement and Concrete Research.** n. 34, 17 fev. 2004, p. 1919-1925.

SOUSA. D. A. **Análise da elasticidade-atributo do preço em projetos de empreendimentos habitacionais multifamiliares.** Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, 2008.

STREVEN, P. Reliability and economy of pull-out testing of predicting engineering behavior of SFRC. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 75-82.

STROEVEN, P.; GUO, Z. Distribution and orientation of fibers in the perspective of the mechanical properties of concrete. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 7, 2008, Chennai, India. **Proceedings. PRO 60.** Fiber Reinforced Concrete: Design and Applications. Chennai, India: Ravindra Gettu, 2008. p. 145-154.

STRONG, A. B. **Fundamentals of Composite Manufacturing:** Materials, Methods and Applications. 2. ed. Society of Manufacturing Engineers. Dearborn, Michigan, 2008.

TASCA. M; MIGLIORINI. A; OZÓRIO. B. P. M. GUIMARÃES. A. T. C. Estudo da viabilidade de adição de fibras de aço no concreto exposto ao marítimo: análise de melhoria das propriedades de resistência. In: SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCÉANICA, 4. **Anais...,** Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, 2010.

THE JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. JSCE-SF4: **Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete.** [S.I.]: Concrete library of JSCE, 1984, p. 58-61.

VILLARES, A. N. O. **Influência da largura do corpo-de-prova na medida da tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço.** 128 p. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas-SP, 2001.

APÊNDICE A

RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Traço 30 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= d /σ < 1,96
CP1	32,65	0,34	0,29
CP2	31,86	-0,45	0,38
CP3	33,30	0,99	0,84
CP4	32,37	0,06	0,05
CP5	29,82	-2,49	2,10
CP6	31,46	-0,85	0,71
CP7	33,20	0,89	0,76
CP8	32,80	0,49	0,42
CP9	34,00	1,69	1,43
CP10	31,60	-0,71	0,60
Média	32,31		
Desvio padrão	1,18		
Variância	1,26		

Traço 30 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= d /σ < 1,91
CP1	32,65	0,07	0,08
CP2	31,86	-0,72	0,85
CP3	33,30	0,72	0,85
CP4	32,37	-0,21	0,25
CP5	31,46	-1,12	1,32
CP6	33,20	0,62	0,73
CP7	32,80	0,22	0,26
CP8	34,00	1,42	1,67
CP9	31,60	-0,98	1,16
Média	32,58		
Desvio padrão	0,85		
Variância	96,12		

Traço 30 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,96
CP1	36,10	1,10	0,64
CP2	34,56	-0,44	0,26
CP3	38,32	3,32	1,93
CP4	34,76	-0,24	0,14
CP5	34,96	-0,04	0,02
CP6	37,23	2,23	1,29
CP7	33,10	-1,90	1,11
CP8	33,40	-1,60	0,93
CP9	33,50	-1,50	0,87
CP10	34,10	-0,90	0,52
Média	35,00		
Desvio padrão	1,72		
Variância	2,67		

Traço 30 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão(MPa)//Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,96
CP1	30,37	-1,59	1,40
CP2	31,80	-0,16	0,14
CP3	32,59	0,63	0,56
CP4	32,34	0,38	0,34
CP5	31,91	-0,05	0,04
CP6	30,66	-1,30	1,15
CP7	33,75	1,79	1,59
CP8	33,55	1,59	1,41
CP9	31,05	-0,91	0,80
CP10	31,55	-0,41	0,36
Média	31, 96		
Desvio padrão	1,13		
Variância	1,28		

Traço 30 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,96
CP1	41,03	-0,09	0,16
CP2	40,70	-0,42	0,77
CP3	40,67	-0,45	0,82
CP4	41,09	-0,03	0,05
CP5	40,61	-0,51	0,93
CP6	41,40	0,28	0,51
CP7	41,50	0,38	0,70
CP8	40,70	-0,42	0,77
CP9	41,10	-0,02	0,04
CP10	42,40	1,28	2,34
Média	41,12		
Desvio padrão	0,55		
Variância	0,27		

Traço 30 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,91
CP1	41,03	0,05	0,16
CP2	40,70	-0,28	0,84
CP3	40,67	-0,31	0,94
CP4	41,09	0,11	0,34
CP5	40,61	-0,37	1,12
CP6	41,40	0,42	1,28
CP7	41,50	0,52	1,59
CP8	40,70	-0,28	0,84
CP9	41,10	0,12	0,37
Média	40,98		
Desvio padrão	0,33		
Variância	0,10		

Traço 40 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= di / σ <1,96
CP1	45,74	1,45	0,50
CP2	47,14	2,85	0,98
CP3	37,95	-6,34	2,18
CP4	44,39	0,10	0,03
CP5	45,13	0,84	0,29
CP6	46,57	2,28	0,78
CP7	42,20	-2,09	0,72
CP8	46,30	2,01	0,69
CP9	41,40	-2,89	0,99
CP10	46,10	1,81	0,62
Média	44,29		
Desvio padrão	2,91		
Variância	7,64		

Traço 40 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= di / σ <1,91
CP1	45,74	0,74	0,37
CP2	47,14	2,14	1,08
CP3	44,39	-0,61	0,30
CP4	45,13	0,13	0,07
CP5	46,57	1,57	0,79
CP6	42,20	-2,80	1,41
CP7	46,30	1,30	0,65
CP8	41,40	-3,60	1,81
CP9	46,10	1,10	0,55
Média	45,00		
Desvio padrão	1,99		
Variância	3,52		

Traço 40 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,96
CP1	49,20	-4,33	1,36
CP2	56,72	3,19	1,01
CP3	54,00	0,47	0,15
CP4	47,23	-6,30	1,98
CP5	51,92	-1,61	0,51
CP6	55,80	2,27	0,72
CP7	56,40	2,87	0,90
CP8	54,80	1,27	0,40
CP9	53,60	0,07	0,02
CP10	55,60	2,07	0,65
Média	53,53		
Desvio padrão	3,17		
Variância	9,07		

Traço 40 Mpa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)//Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,96
CP1	49,20	-4,33	1,36
CP2	56,72	3,19	1,01
CP3	54,00	0,47	0,15
CP4	51,92	-1,61	0,51
CP5	55,80	2,27	0,72
CP6	56,40	2,87	0,90
CP7	54,80	1,27	0,40
CP8	53,60	0,07	0,02
CP9	55,60	2,07	0,65
Média	54,23		
Desvio padrão	2,42		
Variância	5,18		

Traço 40 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= di / σ <1,96
CP1	46,89	1,21	0,38
CP2	44,08	-1,61	0,51
CP3	42,35	-3,34	1,07
CP4	47,78	2,10	0,67
CP5	47,90	2,22	0,71
CP6	50,85	5,17	1,65
CP7	40,50	-5,19	1,66
CP8	43,30	-2,39	0,76
CP9	47,80	2,11	0,68
CP10	45,40	-0,29	0,09
Média	45,69		
Desvio padrão	3,13		
Variância	9,81		

Traço 40 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à compressão (MPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= di / σ <1,96
CP1	58,79	4,89	1,49
CP2	53,48	-0,42	0,13
CP3	53,76	-0,14	0,04
CP4	54,15	0,25	0,08
CP5	49,10	-4,80	1,46
CP6	52,00	-1,90	0,58
CP7	53,50	-0,40	0,12
CP8	59,00	5,10	1,55
CP9	55,50	1,60	0,49
CP10	49,70	-4,20	1,28
Média	53,90		
Desvio padrão	3,29		
Variância	10,80		

APÊNDICE B

RESULTADOS DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Traço 30 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)/concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil /σ<1,73
CP1	3,76	0,35	0,97
CP2	3,20	-0,22	0,62
CP3	3,67	0,25	0,71
CP4	3,49	0,07	0,21
CP5	3,57	0,16	0,44
CP6	2,81	-0,61	1,71
Média	3,42		
Desvio padrão	0,36		
Variância	0,11		

Traço 30 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)/concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil /σ<1,73
CP1	4,29	-0,22	0,72
CP2	4,63	0,12	0,39
CP3	4,27	-0,24	0,78
CP4	4,70	0,20	0,64
CP5	4,19	-0,32	1,03
CP6	4,97	0,46	1,50
Média	4,51		
Desvio padrão	0,31		
Variância	0,08		

Traço 30 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametal (MPa)/concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil /σ<1,73
CP1	3,71	0,18	0,38
CP2	4,00	0,48	1,00
CP3	2,85	-0,67	1,41
CP4	3,70	0,18	0,37
CP5	3,00	-0,52	1,09
CP6	3,88	0,35	0,74
Média	3,52		
Desvio padrão	0,48		
Variância	0,19		

Traço 30 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametal (MPa)/concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil /σ<1,73
CP1	6,05	-0,04	0,06
CP2	5,70	-0,40	0,51
CP3	4,81	-1,28	1,66
CP4	6,90	0,81	1,05
CP5	6,30	0,21	0,27
CP6	6,80	0,71	0,91
Média	6,09		
Desvio padrão	0,77		
Variância	0,50		

Traço 40 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametal (MPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil /σ<1,73
CP1	4,55	0,21	0,37
CP2	3,69	-0,65	1,16
CP3	4,33	-0,01	0,03
CP4	4,50	0,16	0,28
CP5	3,78	-0,57	1,01
CP6	5,21	0,86	1,55
Média	4,34		
Desvio padrão	0,56		
Variância	0,26		

Traço 40 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil/σ < 1,73
CP1	5,97	-0,01	0,03
CP2	5,62	-0,35	1,27
CP3	6,08	0,10	0,36
CP4	6,45	0,48	1,71
CP5	5,91	-0,06	0,22
CP6	5,82	-0,15	0,55
Média	5,98		
Desvio padrão	0,28		
Variância	0,06		

Traço 40 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)/concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil/σ < 1,73
CP1	4,25	-0,54	0,52
CP2	4,91	0,11	0,11
CP3	6,80	2,00	1,92
CP4	4,03	-0,77	0,74
CP5	4,71	-0,09	0,08
CP6	4,09	-0,71	0,68
Média	4,80		
Desvio padrão	1,04		
Variância	0,90		

Traço 40 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)/concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil/σ < 1,65
CP1	4,25	-0,14	0,36
CP2	4,91	0,51	1,30
CP3	4,03	-0,37	0,95
CP4	4,71	0,31	0,80
CP5	4,09	-0,31	0,79
Média	4,40		
Desvio padrão	0,39		
Variância	0,12		

Traço 40 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Resistência à tração por compressão diametal (MPa)/concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,73
CP1	6,60	0,26	0,28
CP2	4,87	-1,46	1,57
CP3	7,78	1,45	1,55
CP4	6,36	0,03	0,03
CP5	6,12	-0,22	0,23
CP6	6,28	-0,06	0,06
Média	6,33		
Desvio padrão	0,93		
Variância	0,73		

APÊNDICE C

RESULTADOS DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Traço 30 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= $ d_{il} /\sigma < 1,38$
CP1	33,20	-0,13	0,22
CP2	32,80	-0,53	0,87
CP3	34,00	0,67	1,09
Média	33,33		
Desvio padrão	0,61		
Variância	0,25		

Traço 30 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= $ d_{il} /\sigma < 1,38$
CP1	33,10	-0,23	1,12
CP2	33,40	0,07	0,32
CP3	33,50	0,17	0,80
Média	33,33		
Desvio padrão	0,21		
Variância	0,03		

Traço 30 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= $ d_{il} /\sigma < 1,38$
CP1	39,40	-2,37	0,60
CP2	39,60	-2,17	0,55
CP3	46,30	4,53	1,15
Média	41,77		
Desvio padrão	3,93		
Variância	10,28		

Traço 30 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,38
CP1	47,00	3,93	1,15
CP2	41,30	-1,77	0,52
CP3	40,90	-2,17	0,63
Média	43,07		
Desvio padrão	3,41		
Variância	7,76		

Traço 40 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,38
CP1	45,40	-1,50	1,15
CP2	47,50	0,60	0,46
CP3	47,80	0,90	0,69
Média	46,90		
Desvio padrão	1,31		
Variância	1,14		

Traço 40 MPa-30 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,38
CP1	47,80	0,77	1,13
CP2	46,80	-0,23	0,34
CP3	46,50	-0,53	0,78
Média	47,03		
Desvio padrão	0,68		
Variância	0,31		

Traço 40 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto sem fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,38
CP1	45,30	-1,27	1,11
CP2	47,50	0,93	0,82
CP3	46,90	0,33	0,29
Média	46,57		
Desvio padrão	1,14		
Variância	0,86		

Traço 40 MPa-60 kg/m ³		Critério Chauvenet	
Corpo de Prova	Módulo de elasticidade (GPa)/Concreto com fibra	xi-xm	Razão R= dil / σ <1,38
CP1	49,10	-1,30	1,04
CP2	51,60	1,20	0,96
CP3	50,50	0,10	0,08
Média	50,40		
Desvio padrão	1,25		
Variância	1,05		

APÊNDICE D

RESULTADOS DA TENACIDADE À FLEXÃO SEGUNDO JSCE-SF4

JSCE - SF4 30 MPa - 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade Tb até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di /σ<1,54
CP1	70,834	4,507	1,46
CP2	65,404	-0,924	0,30
CP3	63,802	-2,526	0,82
CP4	65,27	-1,058	0,34
Média	66,328		
Desvio padrão	3,091		
Variância	7,164		

JSCE - SF4 30 MPa - 60 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade Tb até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di /σ<1,54
CP1	118,759	-5,278	0,92
CP2	131,091	7,054	1,23
CP3	120,091	-3,946	0,69
CP4	126,207	2,170	0,38
Média	124,037		
Desvio padrão	5,712		
Variância	24,474		

JSCE - SF4 40 MPa - 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade Tb até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,54
CP1	109,323	7,407	0,69
CP2	112,012	10,096	0,94
CP3	97,245	-4,671	0,44
CP4	89,084	-12,832	1,20
Média	101,916		
Desvio padrão	10,697		
Variância	85,818		

JSCE - SF4 40 MPa - 60 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade Tb até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,38
CP1	180,565	-0,071	0,04
CP2	182,402	1,766	1,02
CP3	178,94	-1,696	0,98
CP4	-	-	-
Média	180,636		
Desvio padrão	1,732		
Variância	2,000		

APÊNDICE E

RESULTADOS DA TENACIDADE À FLEXÃO SEGUNDO ASTM C1609

ASTM C1609 30 MPa - 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,54
CP1	76,921	-1,751	0,992799536
CP2	77,397	-1,275	0,722873745
CP3	80,361	1,689	0,95792467
CP4	80,008	1,336	0,757748611
Média xm	78,672		
Desvio padrão	1,763		
Variância	2,332		

ASTM C1609 30 MPa - 60 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,54
CP1	91,567	-8,389	1,29
CP2	102,051	2,095	0,32
CP3	107,165	7,209	1,11
CP4	99,04	-0,916	0,14
Média xm	99,956		
Desvio padrão	6,521		
Variância	31,893		

ASTM C1609 40 MPa - 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,54
CP1	79,09	1,080	0,18
CP2	84,929	6,919	1,14
CP3	77,84	-0,170	0,03
CP4	70,18	-7,830	1,29
Média xm	78,010		
Desvio padrão	6,066		
Variância	27,594		

ASTM C1609 40 MPa - 60 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Corpos de prova	Tenacidade até o limite de deflexão L/150 = 3 mm (kN.mm)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,54
CP1	161,162	1,006	0,24
CP2	164,926	4,769	1,12
CP3	154,599	-5,558	1,30
CP4	159,939	-0,218	0,05
Média xm	160,157		
Desvio padrão	4,270		
Variância	13,673		

APÊNDICE F

RESULTADOS DAS FORÇAS RESIDUAIS E DO LIMITE DE PROPORCIONALIDADE SEGUNDO EN 14651

Traço 30 MPa 30 kg/m ³								
CPs	FL (kN)	F0,5 (kN)	F1,5 (kN)	F2,5 (kN)	F3,5 (kN)	b (mm)	hsp (mm)	L (mm)
CP1	14,52	12	11,99	12,01	11,67	150	125	500
CP2	15,5	11,49	11,94	12,04	11,92	150	124,5	500
CP3	16,209	12,267	12,357	11,871	11,079	150	124,3	500
CP4	15,88	13,001	11,912	11,71	10,416	150	125	500

Traço 30 MPa 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
CPs	fL (MPa)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ < 1,54
CP1	4,65	-0,35	1,37
CP2	5,00	0,01	0,03
CP3	5,25	0,25	1,00
CP4	5,08	0,09	0,35
Média (MPa)	4,99		
Desvio padrão (MPa)	0,25		
Variância	0,048		

Traço 30 MPa 60 kg/m ³								
CPs	FL (kN)	F0,5 (kN)	F1,5 (kN)	F2,5 (kN)	F3,5 (kN)	b (mm)	hsp (mm)	L (mm)
CP1	22,533	24,791	25,326	23,751	23,751	150	125	500
CP2	21,791	22,407	24,871	25,157	23,474	150	124,5	500
CP3	20,6	21,92	24,94	25	24,17	150	124,3	500

Traço 30 MPa 60 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
CPs	FL (MPa)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ < 1,38
CP1	7,21	0,24	0,87
CP2	7,03	0,06	0,22
CP3	6,67	-0,30	1,09
Média (MPa)	6,97		
Desvio padrão (MPa)	0,28		
Variância	0,05117		

Traço 40 MPa 30 kg/m ³								
CPs	FL (kN)	F0,5 (kN)	F1,5 (kN)	F2,5 (kN)	F3,5 (kN)	b (mm)	hsp (mm)	L (mm)
CP1	19,45	12,96	14,18	14,59	14,25	150	125	500
CP2	20,47	16,64	15,20	13,61	11,84	150	124,5	500
CP3	24,14	12,71	11,06	10,05	8,75	150	124,3	500
CP4	18,96	15,30	16,29	14,88	12,83	150	125	500

Traço 40 MPa 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
CPs	FL (MPa)	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ < 1,54
CP1	6,22	-0,45	0,57
CP2	6,60	-0,07	0,09
CP3	7,81	1,14	1,44
CP4	6,07	-0,61	0,77
Média (MPa)	6,68		
Desvio padrão (MPa)	0,79		
Variância	0,47		

Traço 40 MPa 60 kg/m ³								
CPs	FL (kN)	F0,5 (kN)	F1,5 (kN)	F2,5 (kN)	F3,5 (kN)	b (mm)	hsp (mm)	L (mm)
CP1	24,456	25,044	24,576	23,076	21,66	150	125	500
CP2	19,8765	22,806	24,171	23,688	22,953	150	124,5	500
CP3	22,341	24,882	25,52	24,068	22,671	150	124,3	500
CP4	20,233	24,775	25,91	24,783	23,917	150	125	500

Traço 40 MPa 60 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
CPs	FL (MPa)	di=Xi-Xm	Razão R= dil / σ <1,54
CP1	7,83	0,84	1,25
CP2	6,41	-0,57	0,85
CP3	7,23	0,24	0,36
CP4	6,47	-0,51	0,76
Média (MPa)	6,99		
Desvio padrão (MPa)	0,67		
Variância	0,339		

APÊNDICE G

RESULTADOS DA TENACIDADE À FLEXÃO ATÉ 3 MM DE DEFLEXÃO SEGUNDO EN 14651

EN 14651 - 30 MPa - 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Cps	Tenacidade até 3 mm de deflexão	di=Xi-Xm	Razão R= di /σ<1,54
CP1	36,331	-0,95	1,37
CP2	37,215	-0,07	0,10
CP3	37,865	0,58	0,83
CP4	37,733	0,45	0,64
Média (MPa)	37,29		
Desvio padrão (MPa)	0,70		
Variância	0,363		

EN 14651 - 30 MPa - 60 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
Cps	Tenacidade até 3 mm de deflexão	di=Xi-Xm	Razão R= di /σ<1,38
CP1	73,070	-0,81	1,14
CP2	74,403	0,52	0,73
CP3	74,169	0,29	0,41
Média (MPa)	73,88		
Desvio padrão (MPa)	0,71		
Variância	0,338		

EN 14651 - 40 MPa - 30 kg/m ³ - Critério Chauvenet			
CPs	Tenacidade até 3 mm de deflexão	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,54
CP1	45,184	-4,32	0,39
CP2	65,198	15,69	1,42
CP3	39,447	-10,06	0,91
CP4	48,193	-1,31	0,12
Média (MPa)	49,51		
Desvio padrão (MPa)	11,07		
Variância	91,956		

EN 14651 - 40 MPa - 60 kg/m ³ -Critério Chauvenet			
CPs	Tenacidade até 3 mm de deflexão	di=Xi-Xm	Razão R= di / σ <1,54
CP1	73,700	-1,12	0,62
CP2	72,940	-1,88	1,04
CP3	75,864	1,04	0,58
CP4	76,781	1,96	1,09
Média (MPa)	74,82		
Desvio padrão (MPa)	1,80		
Variância	2,431		