

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE A REDAÇÃO FINAL DA
TESE DEFENDIDA POR RAIMUNDO EXPEDITO
VASCONCELOS E APROVADA
PELA COMISSÃO JULGADORA EM 06/06/2012



ORIENTADOR

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA MECÂNICA
COMISSÃO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

Raimundo Expedito Vasconcelos

**Fratura do concreto reforçado com fibras de
aço e de polipropileno em meios normal e
agressivo**

Campinas, 2012

Raimundo Expedito Vasconcelos

Fratura do concreto reforçado com fibras de aço e de polipropileno em meios normal e agressivo

Tese apresentada ao Curso de Doutorado da Faculdade de Engenharia Mecânica da Universidade Estadual de Campinas, como requisito para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Mecânica.

Área de Concentração: Materiais e Processos de Fabricação.

Orientador: Itamar Ferreira

Campinas
2012

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

V441f Vasconcelos, Raimundo Expedito
Fratura do concreto reforçado com fibras de aço e de polipropileno em meios normal e agressivo / Raimundo Expedito Vasconcelos. --Campinas, SP: [s.n.], 2012.

Orientador: Itamar Ferreira.
Tese de Doutorado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Mecânica.

1. Concreto. 2. Fibras. 3. Polipropileno. 4. Aço. I. Ferreira, Itamar. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Mecânica. III. Título.

Título em Inglês: Fracture of concrete reinforced with steel fibers and polypropylene in normal and aggressive environment

Palavras-chave em Inglês: Concrete, Fibers, Polypropylene, Steel

Área de concentração: Materiais e Processos de Fabricação

Titulação: Doutor em Engenharia Mecânica

Banca examinadora: Célia Marina de Alvarenga Freire, Cecília Amelia de Carvalho
Zavaglia, Marco Antonio Carnio, Ruís Camargo Tokimatsu

Data da defesa: 06-06-2012

Programa de Pós Graduação: Engenharia Mecânica

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA MECÂNICA
COMISSÃO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MATERIAIS

TESE DE DOUTORADO

**Fratura do concreto reforçado com fibras de
aço e de polipropileno em meios normal e
agressivo**

Autor: Raimundo Expedito Vasconcelos

Orientador: Itamar Ferreira

A Banca Examinadora composta pelos membros abaixo aprovou esta Tese:



Prof. Dr. Itamar Ferreira, Presidente
Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



Prof. Dra. Célia Marina de Alvarenga Freire
Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



Prof. Dra. Cecilia Amelia de Carvalho Zavaglia
Universidade Estadual de Campinas - UNICAMP



Prof. Dr. Marco Antonio Carnio
PUC/Campinas



Prof. Dr. Ruís Camargo Tokimatsu
UNESP/Ilha Solteira

Campinas, 06 de junho de 2012

Dedicatória:

Dedico este trabalho à minha família.

Agradecimentos

Primeiramente devo agradecer a Deus, que sempre me protege de forma escandalosa, pois conto a ele meus planos. Jamais conseguiria alcançar a grandeza sozinho.

Por segundo, agradecer ao meu orientador Prof. Dr. Itamar Ferreira, dotado da mais excelsa generosidade e do espírito de humildade que só me fazem espelhar nele os meus dias, e também ao prof. Dr. Marco Antonio Carnio por esclarecimentos dados a minha pesquisa.

Aos professores Darlindo Veloso e Sergio Ferreira da Silva que me incentivaram a entrar no programa de doutorado.

Ao professor Edson Ary de Oliveira Fontes, Reitor do IFPA e demais amigos do IFPA, e dos professores Amauri Garcia, Rodnei Bertazzoli, Cecilia Amelia de Carvalho Zavaglia, Célia Marina de Alvarenga Freire da FEM/DEMA/UNICAMP e Ruís Camargo Tokimatsu da FEM/DEM/UNESP-Ilha Solteira.

Aos diretores da Concre-Test, engenheiros Wilson, João Guilherme, Henrique e Claudio, que colocaram a disposição todas as instalações e apoio técnico sem os quais seria difícil alcançar meus objetivos. Aos funcionários do laboratório de materiais de construção da Concre-Test, em particular ao laboratorista Fábio Júlio dos Santos.

Ao senhor Gelmo Chiari, da Belgo Bekaert Arames/ArcelorMittal, que colaborou com as quantidades de fibras de aço necessárias para composição dos corpos-de-prova deste trabalho.

Aos amigos do programa DINTER/UNICAMP (FEM/DEMA)-IFPA que sempre me apoiaram em todos os momentos que se fizeram necessários.

Aos amigos Igor, Fabiano e Joventino da PUC/Campinas, André Uehara e Giselle da FEM/UNICAMP, a querida amiga Selma Feitosa, aos casais Rogério e Emanuelle, Cesar e Syme e sua genitora, pela compreensão e companheirismo em todos os momentos de dificuldade.

Agradecimento especial ao meu genro Denner, minha filha Renata e meu neto Diego.

Aos amigos do Fausto que sempre estiveram presentes me incentivando para prosseguir nesta caminhada.

Por fim, a todas as pessoas que contribuíram de alguma forma para a realização deste trabalho.

À todos, meu muito obrigado.

Quem conduz e arrasta o mundo não são as máquinas, mas as ideias.
(Victor Hugo)

Resumo

VASCONCELOS, Raimundo Expedito. *Fratuira do concreto reforçado com fibras de aço e de polipropileno em meios normal e agressivo*. Campinas: Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, 2012. 158 p. Tese (Doutorado).

O concreto convencional, não armado, apesar de suas vantagens é frágil, detendo reduzida resistência a deformações e baixa capacidade de suportar cargas de tração. A forma de atenuar esses inconvenientes pode ser a introdução de fibras descontínuas para melhorar este comportamento. Assim, quando o concreto é reforçado com fibras tende a melhorar o comportamento quando submetido a esforços de tração, flexão e choque. Microfibras de polipropileno reduzem danos devidos à fissuração da retração plástica antes do endurecimento do concreto e as fibras de aço trabalham como reforço estrutural. O trabalho que foi desenvolvido tem por objetivo analisar as propriedades mecânicas (compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão) do concreto reforçado com fibras de aço nas dosagens 20, 30 e 40kg/m³ e fibras de polipropileno nas dosagens 3, 4,5 e 6kg/m³, utilizando-se o cimento CP V – ARI, em meios normal (ao ar) e agressivo (em solução aquosa de 3% em peso de cloreto de sódio). Os agregados utilizados na composição do concreto foram a areia média e brita nº 2. Para comparação entre os compósitos, foram confeccionados 126 corpos-de-prova. Os ensaios tiveram o suporte das normas técnicas da ABNT para determinação da resistência à compressão axial, características físicas do cimento e dos agregados. Quanto à determinação da tenacidade foram utilizadas as normas ASTM C 1609/C 1609M-10 e JSCE-FS4/1994. Os resultados mostraram que os teores de fibras de aço e polipropileno contribuíram para melhorar a tenacidade, mas com relação à exposição nos meios normal e agressivo, não houve variação expressiva de comportamento para os vários tipos de compósitos estudados.

Palavras Chave: Fratura do concreto. Concreto reforçado com fibras. Tração na flexão. Compressão axial. Fibras de aço. Fibras de polipropileno.

Abstract

Vasconcelos, Raimundo Expedito. *Fracture of concrete reinforced with steel fibers and polypropylene in normal and aggressive environment*. Campinas: School of Mechanical Engineering, University of Campinas, 2012. 158 p. Thesis (Ph.D.).

The conventional concrete, unarmed, despite advantages is brittle and has reduced resistance to deformation and low ability to withstand tensile loads. The form to attenuate these inconveniences can be the introduction of discontinuous fibers improves this behavior. Thus, when the concrete is reinforced with fibers there is a tendency of improving its performance when subjected to tensile loads, bending and shock. Polypropylene microfibers reduce damage due to plastic shrinkage cracking, before the hardening of concrete, steel fibers work as structural reinforcement. The work was developed aims to analyze the mechanical properties (axial compression, bending and tensile toughness) of reinforced concrete with steel fibers at doses 20, 30 and 40kg/m³ and polypropylene fibers at doses 3, 4.5 and 6 kg/m³ cement using the CP V - ARI in normal (air) and aggressive (in aqueous solution of 3 % sodium chloride) environments. The aggregates used in the composition of the concrete were medium sand and crushed aggregate no. 2. For comparison between the composites were made 126 specimens. The trials had the orientation of the ABNT standards for determination of compressive strength, physical characteristics of cement and aggregates. For determination of the toughness was used the ASTM C 1609/10 and C-1609M JSCE-FS4/1994. The results showed that the contents of steel fibers and polypropylene contributed to improve toughness, but in terms of environment, normal and aggressive, there was no significant change of behavior, for the several studied types of composites.

Key Words: Fracture concrete. Fiber reinforced concrete. Tension in flexion. Axial compression. Steel fibers. Polypropylene fibers.

Lista de Ilustrações

Figura 1.1 - Esquema da formação de um compósito de concreto reforçado com fibras descontínuas.	4
Figura 2.1 - Ilustração de uma fibra de aço, mostrando o comprimento (l) e o diâmetro (d) utilizados no cálculo do fator de forma (l/d).	15
Figura 2.2 - Representação esquemática do modelo de simulação da aderência da fibra na interação fibra-matriz. (Bentur e Mindess, 2005).....	16
Figura 2.3 - Classificação das fibras. Adaptado de Sarzalejo et. al., 2008.	21
Figura 2.4 - Fotografia de fibras de polipropileno do tipo multifilamento.	23
Figura 2.5 - Fotografia de fibras de polipropileno do tipo: (a) fita e (b) fibrilada utilizadas neste trabalho.....	24
Figura 2.6 - Fotografia de fibras: (a) microfibras; (b) macrofibras	25
Figura 2.7 - Fotografia de fibras de aço: (a) com ancoragem nas extremidades; (b) corrugada; (c) lisa.....	26
Figura 2.8 - Ilustração do comportamento de aderência fibra-concreto com a geometria da fibra.	27
Figura 2.9 - Representação gráfica da força de arrancamento por escorregamento. Adaptado de Guimarães (2001)	28
Figura 2.10 - Curva típica de comparação de arrancamento para fibras retas e fibras onduladas. Adaptado de Naaman e Najm (1991).....	29
Figura 2.11 - Curva típica de comparação de arrancamento para fibras retas e fibras ancoradas. Adaptado de Naaman e Najm (1991).....	29
Figura 2.12 - Representação gráfica do comportamento entre a carga de arrancamento em função do deslocamento do concreto de referência (CR) e concreto reforçado com fibras (CRF).	30
Figura 2.13 - Tenacidade em função da adesão. (Rodrigues, 2010).....	31
Figura 2.14 - Resistência do material atribuído ao tipo do crescimento de trinca e sua relação com a tensão aplicada e tamanho da trinca. Meyers e Chawla, 2009.	35
Figura 2.15 - Modelo de um corpo-de-prova trincado.....	36

Figura 2.16 - Tipos de solicitação de trinca: (a) Modo I; (b) Modo II; e (c) Modo III.....	36
Figura 2.17 - Sistema tridimensional de coordenadas de uma região da ponta de uma trinca. Fonte Dowling (2007).....	37
Figura 2.18 - Possíveis curvas de tensão-deformação: a) material frágil; b) material dúctil; c) material quase-frágil. Shah; Swartz; Ouyang (1995).....	38
Figura 2.19 - Falhas estruturais na forma elíptica em diferentes materiais e as respectivas distribuições de tensões: (a) falha com material frágil, (b) falha com material dúctil ou plástica, e (c) falha com material quase-frágil. Shah; Swartz; Ouyang (1995)	39
Figura 2.20 - Detalhe da curva tensão-deformação de material quase-frágil. Shah; Swartz; Ouyang (1995).....	40
Figura 2.21 - Esquemático de uma fissura: (a) Zona do processo da fratura no concreto; (b) distribuição do esforço coesivo no ZPF. Kumar e Barai (2011)	41
Figura 2.22 - Mecanismos de aumento de tenacidade à fratura na zona do processo de fratura: (a) bloqueadores de microfissuras, (b) mudança de direção de fissuras, (c), pontes de agregados, (d) fechamento induzido, (e) incorporação na ponta da fissura, (f) ramificação.	42
Figura 2.23 - Geometria do teste de flexão em três pontos. Adaptado de Kumar e Barai (2011)	45
Figura 2.24 - Ilustração de situações de degradação do concreto armado.	48
Figura 2.25 - Causas físicas da degradação do concreto.....	48
Figura 2.26 - Processos anódicos e catódicos na corrosão.....	56
Figura 2.27 - Fotografia de dano ao concreto decorrente da corrosão da barra de aço num pilar do trapiche localizado em Magalhães Barata, município do nordeste do estado do Pará.	56
Figura 2.28 - Descrição esquemática de vida útil de uma estrutura de concreto. Cusson et. al. 2010.....	58
Figura 3.1 - Fluxograma de execução dos ensaios	60
Figura 3.2 - Fluxograma da quantidade e idade das amostras que foram ensaiadas com CR.....	61
Figura 3.3 - Fluxograma da quantidade e idade das amostras que foram ensaiadas com CRFP ..	61
Figura 3.4 - Fluxograma da quantidade e idade das amostras que foram ensaiadas com CRFA..	62
Figura 3.5 - Fluxograma de totalização dos corpos-de-prova ensaiados	62
Figura 3.6 - Fotografia das condições da areia utilizada neste trabalho: (a) areia seca antes do peneiramento; (b) impurezas encontradas no peneiramento	66
Figura 3.7 - Fotografia das fibras de polipropileno (fita e fibrilada) utilizadas neste trabalho	69

Figura 3.8 - Geometria e características técnicas da fibra de aço utilizada neste trabalho	69
Figura 3.9 - Fotografia das fibras e pentes de fibras de aço utilizadas neste trabalho	71
Figura 3.10 - Fotografia da mistura dos componentes do concreto: (a) Betoneira com a mistura; (b) Mistura concluída utilizada neste trabalho	74
Figura 3.11 - Fotografia do borrifamento nas formas utilizadas na confecção dos corpos-de-prova	75
Figura 3.12 - Fotografia do lançamento e adensamento nas formas para confecção dos corpos-de- prova utilizados neste trabalho: (a) lançamento nas formas; (b) adensamento do concreto.	76
Figura 3.13 - Fotografia dos corpos-de-prova utilizados neste trabalho confinados em câmara úmida.....	77
Figura 3.14 - Fotografia dos corpos-de-prova utilizados neste trabalho: (a) expostos em ambiente normal (ao ar); (b) expostos em meio agressivo em solução aquosa em 3% em peso de NaCl ...	77
Figura 3.15 - Fotografia da prensa utilizada neste trabalho: (a) Vista geral da prensa hidráulica para ensaio de compressão axial; (b) Detalhe do rompimento do corpo-de-prova	78
Figura 3.16 - Fotografia do dispositivo de flexão.....	79
Figura 3.17 - Esquemas do corpo-de-prova (a e b) e do diagrama de momento fletor (c)	80
Figura 3.18 - Fotografia do posicionamento do corpo-de-prova no dispositivo de flexão	81
Figura 3.19 - Esquema com as medidas das faces do corpo-de-prova	82
Figura 3.20 - Fotografia da marcação no corpo-de-prova para posicionamento dos cutelos.....	83
Figura 3.21 - Fotografia do dispositivo do YOKE de fixação do LVDT no corpo-de-prova.....	84
Figura 3.22 - Detalhe ilustrativo do conjunto YOKE e LVDT. Fonte: NUNES (1998)	84
Figura 3.23 - Fotografia da vista geral e detalhada do LVDT	85
Figura 3.24 - Fotografia do aquisitor de dados: (a) vista frontal; (b) vista posterior	85
Figura 3.25 - Fotografia dos monitores de transmissão de dados.....	86
Figura 3.26 - Esquema de uma carga-deslocamento vertical, mostrando o critério JSCE SF4-1984 para determinação da tenacidade na flexão.	87
Figura 3.27 - Ilustração da curva carga-deslocamento com a carga no primeiro pico e nos deslocamento correspondentes a $L/600$ e $L/150$	88
Figura 4.1 - Análise granulométrica da areia (representação gráfica) utilizada neste trabalho	93
Figura 4.2 - Análise granulométrica da brita (representação gráfica) utilizada neste trabalho.....	93
Figura 4.3 - Fotografia do concreto após o ensaio de abatimento pelo tronco de cone.....	94

Figura 4.4 - Resultado dos abatimentos do concreto por ocasião dos ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão.....	95
Figura 4.5 - Ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) sem adição de fibras; (b) após adição de fibras.....	96
Figura 4.6 - Resultados dos ensaios de compressão nas condições indicadas	98
Figura 4.7 - Resultados ensaios de resistência à tração na flexão, realizado no equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108	100
Figura 4.8 - Resultados do Fator de Tenacidade médio.....	102
Figura 4.9 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizados no equipamento de marca EMIC modelo DL-30000F.	104
Figura 4.10 - Resultado da resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento L/150	106
Figura 4.11 - Resultados da resistência residual no deslocamento L/150, para os compósitos analisados.	108
Figura 4.12 - Resultados obtidos da resistência residual no deslocamento L/600.	109
Apêndice A 1 - Medições dos abatimentos do concreto fresco, através do ensaio de abatimento de tronco de cone, prescrito pela norma NBR 7273 (ABNT, 1992).	126
Apêndice A 2 - Ensaio de resistência à compressão axial.	127
Apêndice A 3 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tração na flexão aos 28 dias expostos em câmara úmida.	128
Apêndice A 4 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tração na flexão aos 60 dias expostos em meio normal.	129
Apêndice A 5 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tração na flexão aos 60 dias expostos em meio agressivo.	130
Apêndice A 6 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tenacidade na flexão aos 28 dias expostos em câmara úmida.....	131
Apêndice A 7 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tenacidade na flexão aos 60 dias expostos em meio normal.	132
Apêndice A 8 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tenacidade na flexão aos 60 dias expostos em meio agressivo.	133

Apêndice A 9 - Resistência à tração na flexão - equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108.	134
Apêndice A 10 - Fator de tenacidade – Corpos-de-prova expostos por 28 dias em câmara úmida.	135
Apêndice A 11 - Fator de tenacidade – Corpos-de-prova expostos por 60 dias em meio normal.	136
Apêndice A 12 - Fator de tenacidade – Corpos-de-prova expostos por 60 dias em meio agressivo.	137
Apêndice A 13 - Resultados do ensaio de tenacidade (resistência à flexão – máquina universal EMIC-DL30000F) – corpos-de-prova expostos por 28 dias em câmara úmida.	138
Apêndice A 14 - Resultados do ensaio de tenacidade (resistência à flexão – máquina universal EMIC-DL30000F) – Corpos-de-prova expostos por 60 dias em meio normal.	139
Apêndice A 15 - Resultados do ensaio de tenacidade (resistência à flexão – máquina universal EMIC-DL30000F) – Corpos-de-prova 60 dias expostos em meio agressivo.	140
Apêndice A 16 - Relatório de ensaio de tenacidade (JSCE SF4-1984; ASTM C1609/C1609M-10) – Corpos-de-prova expostos aos 28 dias em câmara úmida.	141
Apêndice A 17 - Relatório de ensaio de tenacidade (JSCE SF4-1984; ASTM C1609/C1609M-10) – Corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio normal.	142
Apêndice A 18 - Relatório de ensaio de tenacidade (JSCE SF4-1984; ASTM C1609/C1609M-10) – Corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio agressivo.	143
Apêndice A 19 - Resistência equivalente para deslocamento vertical de L/150 – corpos-de-prova expostos aos 28 dias em câmara úmida.	144
Apêndice A 20 - Resistência equivalente para deslocamento vertical de L/150 – corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio normal.	145
Apêndice A 21 - Resistência equivalente para deslocamento vertical de L/150 – corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio agressivo.	146
Apêndice A 22 - Resistência residual – L/600 – corpos-de-prova expostos aos 28 dias em câmara úmida.	147
Apêndice A 23 - Resistência residual – L/600 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio normal.	148

Apêndice A 24 - Resistência residual – L/600 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio agressivo.	149
Apêndice A 25 - Resistência residual – L/150 – corpos-de-prova expostos durante 28 dias em câmara úmida.....	150
Apêndice A 26 - Resistência residual – L/150 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio normal.....	151
Apêndice A 27 - Resistência residual – L/150 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio agressivo.	152
Apêndice B 1 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.....	153
Apêndice B 2 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 30kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.....	153
Apêndice B 3 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 40kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.....	154
Apêndice B 4 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.....	154
Apêndice B 5 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 4,5kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.....	155
Apêndice B 6 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 6kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.....	155
Apêndice B 7 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20, 30 e 40kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida.....	156
Apêndice B 8 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3, 4,5 e 6kg/m ³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida.....	156
Apêndice B 9 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20, 30 e 40kg/m ³ expostos em meio normal nas idades entre 28 e 88 dias.....	157
Apêndice B 10 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3, 4,5 e 6kg/m ³ expostos em meio normal nas idades entre 28 e 88 dias.....	157
Apêndice B 11 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20, 30 e 40kg/m ³ expostos em meio agressivo nas idades entre 28 e 88 dias.....	158

Apêndice B 12 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3, 4,5 e 6kg/m ³ expostos em meio agressivo nas idades entre 28 e 88 dias.	158
--	-----

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Classificação do concreto de acordo com sua massa específica. Fonte Li (2011)....	10
Tabela 2.2 - Concreto classificado de acordo com a resistência à compressão referida a 28 dias. Fonte Li (2011).....	11
Tabela 2.3 - Características das macrofibras. Fonte: Carnio (2009)	24
Tabela 2.4 - Definições dos parâmetros do teste de flexão em três pontos sugeridos pelo RILEM 50-FCM-1985.	46
Tabela 2.5 - Causas extrínsecas da degradação das estruturas de concreto. Adaptado de Souza e Ripper (2009).....	51
Tabela 3.1 - Especificação técnica do aditivo GLENIUM 54 utilizado neste trabalho	67
Tabela 3.2 - Propriedade e benefícios do aditivo GLENIUM 54 empregado neste trabalho	68
Tabela 3.3 - Especificação técnica da fibra de polipropileno de acordo com o fornecedor utilizada neste trabalho	68
Tabela 3.4 - Especificação técnica das fibras de aço carbono de acordo com o fabricante utilizadas neste trabalho	70
Tabela 3.5 - Limite de resistência à tração das fibras utilizadas neste trabalho	70
Tabela 3.6 - Teores de fibras e dosagens utilizadas neste trabalho	73
Tabela 3.7 - Definições dos parâmetros da resistência residual nos deslocamentos L/600 e L/150.	88
Tabela 4.1 - Determinação do tempo de pega da pasta de cimento CP V-ARI utilizado neste trabalho.....	90
Tabela 4.2 - Características físicas da areia utilizada neste trabalho	91
Tabela 4.3 - Características físicas da brita nº 2 utilizadas neste trabalho	92
Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão média.....	97
Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão média realizados com o equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108.....	99
Tabela 4.6 - Resultados dos ensaios de Fator de tenacidade na flexão médio	101
Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizados na máquina universal (modelo DL-30000F)	103

Tabela 4.8 - Comparação dos resultados da resistência à tração na flexão obtidos nas máquinas KRATOS Rtf(1) e EMIC Rtf(2).....	105
Tabela 4.9 - Resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento de L/150	106
Tabela 4.10 - Resultados da resistência residual média correspondente ao deslocamento L/150, para os compósitos analisados.....	107
Tabela 4.11 - Resultados da resistência residual correspondente ao deslocamento L/600.....	108

Lista de Abreviaturas e Siglas

Letras Latinas

a	- Tamanho do defeito
a/c	- Relação água/cimento
b	- Largura média do corpo-de-prova
d	- Altura média do corpo-de-prova
fy	- Fator de proporcionalidade
K	- Fator de intensidade de tensão
L	- Distância entre cutelos de suporte do corpo-de-prova
r	- Coordenada polar de um ponto qualquer em relação á ponta da trinca

Letras Gregas

ε	- Deformação
θ	- Coordenada polar de um ponto qualquer em relação á ponta da trinca
σ	- Tensão aplicada
$\sigma_{\text{máx}}$	- Tensão máxima
σ_N	- Tensão nominal

Superescritos

a_0	- Comprimento inicial da fissura
a_1	- Raio maior da elipse
a_2	- Raio menor da elipse
K_R	- Resistência do material atribuído ao tipo do crescimento de trinca
l_c	- Comprimento crítico

Abreviações

CP V-ARI	- Cimento Portland de Alta Resistência
CP	- Corpo-de-prova
CR	- Concreto de Referência
CRF	- Concreto Reforçado com Fibras
CRFA	- Concreto Reforçado com Fibras de Aço
CRFP	- Concreto Reforçado com Fibras de Polipropileno
LVDT	- Linear Variable Displacement Transducer
MEV	- Micrografia Eletrônica de Varredura
MFEL	- Mecânica da Fratura Elástica Linear
MFEP	- Mecânica da Fratura Elastoplástica
ZPF	- Zona de Processo de Fratura

Siglas

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	- American Society for Testing and Materials
CEATEC	- Centro de Ciências Exatas, Ambientais e de tecnologia
DEMA	- Departamento de Engenharia de Materiais
DNIT	- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
FEM	- Faculdade de Engenharia Mecânica
JSCE	- Japan Society of Civil Engineers
NACE	- National Association of Corrosion Engineers
PUC	- Pontifícia Universidade Católica
UNICAMP	- Universidade de Campinas

Sumário

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Generalidades.....	1
1.2	Justificativa.....	3
1.3	Hipóteses.....	5
1.4	Variáveis.....	6
1.5	Operacionalização.....	6
1.6	Objetivos.....	7
2	REVISÃO DA LITERATURA.....	8
2.1	Generalidades.....	8
2.2	Concreto.....	9
2.2.1	O concreto como material estrutural	10
2.2.2	Tipos de concreto	10
2.2.3	Fatores que influenciam as propriedades do concreto.....	12
2.3	Fibras.....	13
2.3.1	Tipos de fibras.....	20
2.4	Concreto reforçado com fibras.....	26
2.5	Fundamentos da mecânica da fratura.....	33
2.5.1	Introdução	33
2.5.2	Aspectos macroscópicos da fratura	34
2.5.3	Tipos de solicitação de uma trinca	36
2.5.4	Fator de intensidade de tensão	37
2.5.5	Mecânica da fratura aplicada ao concreto.....	38
2.5.6	Zona do processo de fratura do concreto	41
2.5.7	Desenvolvimento da fratura no concreto.....	43
2.6	Ensaios utilizados em fratura do concreto.....	45
2.7	Durabilidade do concreto.....	47

2.7.1	Generalidades	47
2.7.2	Causas da degradação do concreto armado	47
2.7.3	Causas extrínsecas na degradação do concreto	50
2.7.4	Durabilidade do concreto reforçado com fibras	51
2.8	Corrosão nas estruturas de concreto.....	52
2.8.1	Generalidades	52
2.8.2	Definições	53
2.8.3	Corrosão das armaduras.....	54
2.8.4	Fases da corrosão.....	57
2.8.5	Concreto exposto em meios salinos	59
3	MATERIAIS E MÉTODOS	60
3.1	Materiais utilizados.....	64
3.1.1	Cimento.....	64
3.1.2	Agregados	65
3.1.3	Aditivo	67
3.1.4	Fibras	68
3.1.5	Água e Cloreto de sódio	71
3.2	Produção dos compósitos.....	72
3.2.1	Ensaio de compressão axial	78
3.2.2	Ensaio de tração na flexão	79
3.2.3	Ensaio de tenacidade na flexão	82
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	90
4.1	Resultados e discussão dos ensaios do cimento CP V-ARI.....	90
4.2	Resultados e discussão dos ensaios dos agregados.....	91
4.3	Consistência do concreto fresco.....	94
4.4	Ensaio mecânicos do concreto.....	96
4.4.1	Resistência à compressão axial	96
4.4.2	Resistência à tração na flexão	99
4.4.3	Tenacidade na flexão	101
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	110
5.1	Conclusões.....	110

5.1.1	Sobre a resistência à compressão axial.....	110
5.1.2	Sobre a resistência à tração na flexão – KRATOS-50t-série 3108	111
5.1.3	Sobre a tenacidade.....	112
5.2	Sugestões para trabalhos futuros.....	115
REFERÊNCIAS.....		116
APÊNDICE A – Resultados obtidos dos ensaios relacionados neste trabalho.....		126
APÊNDICE B – Gráficos de carga-deslocamento vertical, referentes aos ensaios de tenacidade com compósitos de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP).....		153

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Duas propriedades importantes dos materiais são a tenacidade e a tenacidade à fratura. Por meio destas propriedades é possível selecionar materiais, projetar peças e avaliar sistemas industriais que em funcionamento acusaram presença de trincas (Torrico, 2006). A tenacidade à fratura é uma medida considerada como uma propriedade importante de qualquer material, pois indica a magnitude da resistência à fratura ou a habilidade do material resistir à propagação da trinca. Segundo Ferreira (2008), dois fatores influenciam na tenacidade à fratura, os associados ao material e os fatores externos ao material. Em se tratando aos associados ao material, destacam-se os mecanismos de endurecimento tanto no conceito metalúrgico quanto ao conceito das estruturas de concreto, pois segundo o exemplo citado no trabalho de Ferreira (2008), onde destaca o comportamento entre dois tipos de aço, os quais tendo o mesmo teor de carbono em peso diferem de sua composição geral, o mesmo acontecendo com os tipos de cimento que podem constituir uma estrutura de concreto.

Segundo Carnio (2009), fissura ou trinca é uma expressão usada de acordo com o contexto que é apresentado. A norma da ABNT NBR 9575/03, define fissura como uma abertura ocasionada por ruptura de um material ou componente, inferior ou igual a 0,5 milímetros, enquanto que as trincas atingem valores entre 0,5 e 1,0 milímetro. Ainda segundo Carnio (2009), na área de Engenharia Mecânica não há distinção entre fissuras e trincas, tratando-se de forma única como trincas qualquer tipo de abertura proveniente de ruptura da massa do material.

As trincas e as fissuras são fenômenos próprios e inevitáveis do concreto armado e que podem se manifestar em cada uma das três fases de sua vida: fase plástica, fase de endurecimento e fase de concreto endurecido (DNIT – 083/2006 – ES).

O objetivo de definir fissura se dá ao fato de que na Engenharia Civil esse termo é muito comum entre os que lidam com assuntos relacionados à construção e reparos. Exemplos dessas ações tem-se o mecanismo da retração plástica devida à perda da água de amassamento, ocasionando a fissura quando a quantidade de água perdida por unidade de área for grande.

O concreto reforçado com fibras descontínuas apresenta várias aplicações, destacando-se a redução de fissuras. Na década de 1960 algumas experiências foram realizadas a respeito de fibras de asbestos misturadas ao cimento. A partir desta década houve avanço no que diz respeito à incorporação de fibras no concreto, contribuindo à melhoria da ductilidade de peças estruturais, atenuando a fissuração. A incorporação das fibras descontínuas no concreto propicia uma melhora na aderência e impede o crescimento precoce das fissuras. Vários tipos de fibras descontínuas estão disponíveis no mercado e entre as mais usadas como reforço estão as fibras de polipropileno e as fibras de aço.

A adição de fibras descontínuas no concreto serve principalmente para minimizar o aparecimento de fissuras originadas pela retração plástica do concreto, causada pela temperatura ambiente e calor de hidratação do cimento. Ainda, as fibras descontínuas alteram a distribuição de tensões, as quais são responsáveis pela transformação de um material de características frágil em quase-frágil.

No entanto, as fibras descontínuas não trabalham sozinhas para melhorar o comportamento dos compósitos. A melhoria das propriedades mecânicas se dá também pela dosagem adequada dos agregados e a relação água-cimento, pois segundo Paulon (1991), no concreto de cimento Portland, por ocasião da produção, a pasta de cimento forma uma aureola ou zona de transição em torno do agregado, contribuindo para o enfraquecimento do concreto, onde esta zona torna-se menos coesiva, por conta da relação água-cimento ser mais elevada. Assim sendo, a dosagem estabelecida para o teor de fibras descontínuas é o diferencial do melhoramento do compósito.

As estruturas de concreto armado normalmente sofrem corrosão do aço quando expostos em ambiente marinho, resultando no enfraquecimento da estrutura, necessitando de constante

manutenção para melhorar a vida útil da estrutura. Diversas são as maneiras de minimizar essas consequências nas estruturas, uma delas é reforçar o concreto, resultando no aumento da resistência à tração e melhorando as características de fissuras e deformação do compósito resultante. Basicamente, este método de reforço altera substancialmente as propriedades mecânicas do concreto, deixando de torná-la como uma matriz frágil. O concreto reforçado com fibras é uma opção viável como material de construção, capaz de competir economicamente com os atuais reforços existentes no mercado da construção civil.

1.2 Justificativa

Embora a engenharia seja um assunto milenar, algumas obras civis são resultantes de observações adquiridas em experiências anteriores, que provavelmente obtiveram algum êxito. A inquietude do homem levou a construções fascinantes que até os dias de hoje marcam as histórias de algumas construções monumentais.

Desde as remotas civilizações, as fibras têm sido usadas para reforço em combinação com outros materiais. Segundo Bentur e Mindess (2005), a referência mais antiga que existe acerca da utilização de materiais de matriz frágil com adição de fibras data de 3500 atrás, quando foi feito em “Aqar Quf” (cidade nas proximidades de Bagdá), construções de até 57 metros de altura com tijolo de barro cozido ao sol, com adição de palha. A incorporação de fibras se dá pela melhoria do comportamento sob o ponto de vista das tensões de tração, resistência ao choque e abrasão, entre outras.

Ainda em se tratando das antigas civilizações, os compósitos eram utilizados no Antigo Egito, como descrevem Bentur e Mindess (2005), segundo as Sagradas Escrituras: “Naquele mesmo dia o Faraó deu esta ordem aos cobradores de impostos e contribuições: daqui em diante não torneis a dar palha ao povo, para fazer tijolos, como fizestes antes. Vão eles mesmos, e colham palha para si.” (Êxodo 5:6-7, *apud* Bentur; Mindess, 2005, p.1).

Para melhor entendimento, compósito é um material cuja composição está relacionada a dois ou mais tipos de materiais diferentes, ou seja, matriz e reforço, mostrado na Figura 1.1.

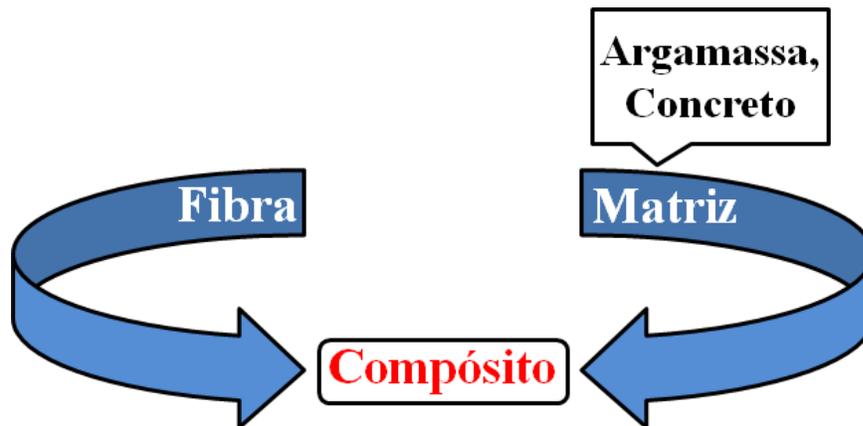


Figura 1.1 - Esquema da formação de um compósito de concreto reforçado com fibras descontínuas.

A matriz é o conjunto da pasta de cimento (argamassa ou concreto) que assume a composição dos agregados e aditivos específicos. As fibras descontínuas são distribuídas aleatoriamente no interior do volume do compósito. Na construção civil, na produção do compósito é comumente utilizado o cimento Portland e no caso das fibras descontínuas as mais utilizadas são as metálicas e poliméricas.

Bentur e Mindess (2005) relatam que a fabricação do primeiro compósito amplamente utilizado na era moderna foi o cimento com asbesto (fibras de amianto), desenvolvido aproximadamente no início do século XX, com a invenção do processo industrial (Hatscheck) patenteado em 1900 por Ludwig Hatscheck. A fibra de amianto foi a primeira aplicação em escala industrial.

Armelin (1992) reporta que o emprego do reforço de fibras descontínuas data no início do século XX, quando foi inventado o processo de produção do cimento-amianto, mas uma abordagem científica foi tratada na década de 1960, quando modelos teóricos foram desenvolvidos. Agopyan (1991) destaca que o marco inicial dos estudos de materiais fibrosos na

construção civil foi a tese de Krenchel em 1964, contribuindo para a teoria de compósitos de matrizes frágeis ao apresentar resultados experimentais com fibras de vidro comum.

Pesquisas desenvolvidas com fibras descontínuas apresentam variedades de aplicações na indústria da construção civil como: pavimentos de concreto em estradas e aeroportos, concreto projetado reforçado com fibras descontínuas como revestimentos de túneis, estabilização de taludes, pisos industriais, confecção de pré-moldados, como tubos de concreto para saneamento, aduelas para revestimento de túneis e obras hidráulicas, estações de tratamento de água e esgoto, galerias e canais.

A cada tipo de empreendimento é necessário avaliar o tipo de fibra descontínua a ser utilizada, uma vez que o módulo de elasticidade e a resistência mecânica são duas propriedades que definem a capacidade de esforço que a fibra pode proporcionar ao concreto. As fibras de nylon e polipropileno oferecem baixo módulo de elasticidade após o concreto endurecido, reforça Figueiredo (2000). As fibras de aço são largamente utilizadas em pavimento de concreto, mas devido à frequência de passagem de veículos sobre o pavimento, este com o tempo sofre o processo de ruptura por fadiga. Assim, é sempre necessária uma avaliação minuciosa, antes da aplicação dos tipos de fibras existentes no mercado a cada tipo de obra.

1.3 Hipóteses

A proposta apresentada neste trabalho está relacionada à adição de fibras descontínuas na matriz de concreto, observando o comportamento das mesmas com relação a vários teores nos meios normal (ao ar) e agressivo. Muito embora pesquisadores e profissionais tenham bastante conhecimento do assunto ora abordado, supõe-se, entretanto, que ainda pode caber uma parcela de contribuição para somar as demais pesquisas. A partir deste alvo, foram formuladas as hipóteses:

- As características técnicas das fibras são fatores importantes para o desempenho das propriedades mecânicas das matrizes de concreto;
- Os teores de fibras incorporados nas matrizes alteram o comportamento mecânico do concreto;
- As fibras quando adicionadas à massa do concreto formam um compósito capaz de aumentar a resistência à tração;
- O aumento de teores de fibras leva ao aumento da tenacidade.

1.4 Variáveis

As variáveis para o trabalho são referentes aos tipos de fibras descontínuas constituintes das amostras das matrizes de concreto, observadas em meios normal (ao ar) e agressivo (em solução aquosa de 3% em peso de cloreto de sódio). Três tipos de concreto foram elaborados neste trabalho, Concreto de Referência (CR), Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA) e Concreto Reforçado com Fibras de Polipropileno (CRFP). As fibras de aço correspondem as dosagens de 20, 30 e 40kg/m³ e fibras de polipropileno com dosagens de 3, 4,5 e 6kg/m³. O cimento empregado foi o CP V-ARI. Os agregados utilizados foram areia média e o agregado graúdo utilizado foi à brita nº 2. A água utilizada na dosagem para concretagem foi da concessionária SANASA (Sociedade de Abastecimento de Água e Saneamento-Campinas/SP), com pH (potencial hidrogeniônico) médio de 6,8 e a imersão dos corpos-de-prova em água destilada com adição ao cloreto de sódio.

1.5 Operacionalização

Tendo em vista uma melhor compreensão desta pesquisa, bem como facilitar a elaboração dos instrumentos de coleta de dados, foi estabelecida uma metodologia para os ensaios

experimentais: definição e seleção dos materiais a serem utilizados na pesquisa; moldagem dos corpos-de-prova; cura dos corpos-de-prova; ensaio dos corpos-de-prova; e análise dos resultados e discussão.

1.6 Objetivos

O objetivo deste trabalho é analisar as propriedades mecânicas do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e de polipropileno (CRFP), em termos das propriedades mecânica (compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão), de seis matrizes diferentes de concreto reforçado com fibras de aço, nas dosagens de 20, 30 e 40kg/m³, e com fibras de polipropileno, nas dosagens de 3, 4,5 e 6kg/m³, em dois diferentes meios: normal (ao ar) e agressivo (solução aquosa com 3% em peso de NaCl). Além desses compósitos, fará parte da análise o concreto sem adição de fibras (concreto de referência - CR).

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Generalidades

No Brasil e no mundo, tiveram grandes avanços as pesquisas direcionadas à aplicação de materiais fibrosos adicionados nas matrizes de concreto. Assim, esse material vem ganhando espaço nas mais diversas aplicações de obras civis quer como elemento decorativo, quer como reforço estrutural, aquecendo o mercado nas variedades de fibras descontínuas. A incorporação de fibras em matrizes de concreto serve para aumentar a tenacidade, diminuindo o processo de fissuramento, além de aumentar as resistências à tração e à flexão do compósito. Outra aplicação é substituir, por exemplo, as barras de aço pelo concreto com fibras, em pavimentos.

Segundo Carnio (2009), o reforço com fibras descontínuas e aleatoriamente distribuídas na matriz de concreto tem como papel principal atuar no controle da abertura e propagação de fissuras no concreto, alterando seu comportamento mecânico após a ruptura da matriz, melhorando consideravelmente sua capacidade de absorção de energia, ou seja, sua tenacidade, além de outras propriedades físicas. Essa adição de fibras provoca a redução da fissuração na matriz de concreto, porque as fibras alteram a distribuição de tensão, aumentando assim a tenacidade. Sabe-se ainda que as propriedades físicas e geométricas das fibras interferem nas propriedades dos compósitos.

A adição de fibras na matriz de concreto contribui para aumentar a capacidade de suportar determinados esforços, dependendo das propriedades mecânicas e geométricas entre a matriz e a fibra, além de reduzir a propagação de microfissuras, mas não reduzem a quantidade total das fissuras, pois é quase que impossível eliminar a fissuração no concreto, devido à retração. A utilização das fibras como componente adicional à matriz de concreto contribui para o aumento da ductilidade. Atualmente, pesquisas nacionais e internacionais são realizadas utilizando os mais diversos materiais fibrosos, compondo como reforço na matriz de concreto. Dentre as mais

utilizadas destacam-se as fibras de aço e as fibras de polipropileno, com processos de fabricação diferenciados a cada tipo de obra, como elementos pré-fabricados (depósitos), estruturas hidráulicas (canais), concreto projetado (túneis), pavimentos industriais e reparos.

2.2 Concreto

Por muitos anos, o ser humano sempre investigou e descobriu variedades de materiais que podem ser moldados enquanto em seu estado pastoso, como a argila por sua plasticidade, e com extrema dureza após levada a altas temperaturas, e transformam-se em vários artefatos que vão desde tijolos maciços a vasos ornamentais. Outro material utilizado pelo homem desde a antiguidade é o gesso, nas construções de paredes interiores e elementos ornamentais. O cimento com propriedades aglutinantes também é um ótimo componente que entra na composição do concreto. Esses importantes componentes, cimento, agregados e a relação água/cimento, fazem com que se obtenha o concreto que após o endurecimento pode ser comparado a um elemento monolítico ou como uma rocha artificial.

A ASTM C125-07, define *concreto* como um material compósito que consiste essencialmente de um agente de ligação (cimento Portland) com as partículas ou fragmentos de agregados e água, em determinadas proporções.

Além das inúmeras vantagens o concreto pode ser moldado em formas das mais simples às mais complexas e efeitos especiais em sua superfície. Contudo, no ponto de vista da engenharia, Pompeu Neto (2004) aponta como desvantagens: baixa resistência à tração, ductilidade e tenacidade. Mesmo com as desvantagens expostas, até o momento o concreto pode ser considerado como o principal material de engenharia usado em construções civis.

2.2.1 O concreto como material estrutural

O concreto é originado da mistura de cimento, agregados, água e, por vezes, algum tipo de aditivo. Usualmente no concreto é utilizado o cimento Portland. As misturas são listadas a seguir: pasta de cimento (cimento Portland com adição de água); argamassa (pasta de cimento com adição de agregado miúdo); e concreto (argamassa com adição de agregado graúdo).

As misturas são quase sempre usadas na prática moderna e, portanto, tornaram-se um componente essencial do concreto contemporâneo.

Mesmo que as características mecânicas não sejam tão favoráveis quanto ao aço, o concreto é o material até hoje mais utilizado na construção devido a vários fatores: é resistente à água, facilidade de execução, permite liberdade para criatividade arquitetônica, pouca manutenção e o mais barato disponível em todo mercado nacional e internacional.

2.2.2 Tipos de concreto

De acordo com Li (2011), baseado na massa específica, o concreto pode ser classificado em quatro categorias, conforme mostrado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Classificação do concreto de acordo com sua massa específica. Fonte Li (2011).

Classificação	Massa específica (kg/m ³)
Concreto ultraleve	< 1200
Concreto leve	1200 - 1800
Concreto normal	~ 2400
Concreto pesado	> 3200

Concreto ultraleve, utilizado somente como componente não estruturado; concreto leve, usado onde não haja exigência de resistência a grandes esforços; concreto normal, usado em infraestrutura de edifícios; concreto pesado, usado para construções especiais, tais como laboratórios e sala de exame, usina nuclear, onde a proteção radioativa é necessária para minimizar a sua influência na saúde das pessoas.

O concreto, baseado na resistência à compressão referida a 28 dias, pode ser classificado em quatro categorias, conforme a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Concreto classificado de acordo com a resistência à compressão referida a 28 dias. Fonte Li (2011)

Classificação	Resistência à compressão (MPa)
Concreto de baixa resistência	< 20
Concreto de moderada resistência	20 – 50
Concreto de alta resistência	50 – 150
Concreto de altíssima resistência	> 150

Concreto de baixa resistência é usado principalmente para a construção de estruturas de concreto-massa e sub-base para pavimentos rodoviários e utilização em baixa prioridade. Concreto de resistência moderada é comumente usado em edifícios, pontes e estruturas semelhantes. Concreto de alta resistência pode ser usado para construir colunas de edifícios altos, torres, pontes e paredes. Concreto de altíssima resistência, usado apenas em alguns segmentos estruturais, como vigas e passarelas.

2.2.3 Fatores que influenciam as propriedades do concreto

O comportamento e a produção do concreto estão relacionados com a trabalhabilidade, durabilidade e resistência quando no estado endurecido. Para atender essas particularidades, Li (2011) propõe que devem ser considerados os seguintes itens:

- 1) Relação água/cimento (a/c): considerado como o principal parâmetro controlador da dosagem, pois segundo (Abrams, 1927, apud Li, 2011, p 16), a resistência do concreto é tanto menor quanto maior for a quantidade de água adicionada à mistura;
- 2) Teor de cimento: tem influência na trabalhabilidade do concreto na fase fresca, taxa de liberação de calor na fase de hidratação rápida e da estabilidade de volume na fase endurecida;
- 3) Agregados: a incorporação dos agregados como componentes do concreto devem atender alguns requisitos básicos em se tratando do tamanho máximo, granulometria e textura;
- 4) Textura e forma do agregado graúdo: podem ter um diferencial quanto à trabalhabilidade, ligação e resistência à compressão do concreto. Na mesma proporção a/c e com o mesmo teor de cimento, agregados com forma angular e textura áspera em sua superfície diminui a habilidade de trabalho, mas exercem melhor adesão e melhoria nas propriedades mecânicas, enquanto agregados de forma esférica e textura de superfície lisa exercem propriedades contrárias;
- 5) Aditivos: é um componente importante e necessário à tecnologia do concreto, melhorando as propriedades do concreto nos estados fresco e endurecido;

- 6) Procedimentos da mistura e cura: influenciam diretamente a trabalhabilidade do concreto fresco e indiretamente em algumas propriedades do concreto endurecido. A cura é definida como as medidas de segurança do concreto fresco após a moldagem, mantendo condições favoráveis de umidade em uma faixa de temperatura adequada durante o processo de hidratação rápida para o concreto, contribuindo para o desenvolvimento da resistência e controle de mudanças de volume inicial.

2.3 Fibras

O conceito de reforço de material frágil, com várias formas de fibras descontínuas, é conhecido desde tempos antigos. Como relatado no item 1.2, Bentur e Mindess (2005), o primeiro composto manufaturado amplamente utilizado foi o cimento de asbesto (amianto), desenvolvido em 1900, pelo austríaco L. Hatscheck, usado para reforçar um número de materiais diferentes, tais como colas epóxi, plásticos e cerâmicos. Após a aplicação do asbesto, outras variedades de fibras foram utilizadas nos compósitos, tais como as fibras de aço, vidro, fibras sintéticas (polipropileno e nylon), bem como as naturais (celulose, sisal, juta). Estas fibras variam em suas propriedades mecânicas, suas geometrias e de acordo com o uso e o custo/benefício. Bentur e Mindess (2005) relatam que as fibras de aço e de vidro foram utilizadas em obras nas décadas de 50 e 60 e suas geometrias eram retas e lisas. Com o passar dos anos foram desenvolvidas outras geometrias propiciando melhor ligação com a matriz de cimento. Assim, na fabricação atual, há uma variedade de geometrias dessas fibras, como exemplos as de aço que podem ter suas extremidades deformadas (ancoradas) e comercializadas soltas ou coladas em forma de pentes.

O conceituado lexicógrafo Aurélio Buarque de Holanda Ferreira define fibra como: “cada uma das estruturas alongadas que, dispostas em feixes, constituem tecidos animais e vegetais ou certas substâncias minerais”; “qualquer filamento ou fio”. Para a construção civil as fibras tem

forma descontínua e são caracterizadas pelo material empregado, comprimento, forma e diâmetro. Para melhor clareza algumas definições e comentários serão expostos.

O comprimento (l) é a distância entre as extremidades da fibra. Para melhorar o comportamento mecânico do compósito, o comprimento é um parâmetro importante a ser avaliado. Carnio (2009) avaliou diversos comprimentos de fibra de aço e polipropileno entre 35 a 60mm e os resultados indicaram que as fibras de polipropileno de 54mm apresentaram melhor desempenho à propagação de trinca por fadiga, com comportamento equivalente às de fibras de aço de 60mm, com diâmetro de 0,90mm.

O diâmetro é definido em função da seção transversal e do processo de produção. A seção transversal da fibra pode apresentar forma retangular, circular ou variada. Sarzalejo et. al. (2008) classificam o diâmetro das fibras de aço em diferentes métodos de acordo com a definição. *Método direto*, para fibras produzidas de arame e qualquer forma longitudinal; *método indireto geométrico*, para fibras produzidas em chapas, e com qualquer forma longitudinal; *método indireto gravimétrico*, para fibras obtidas através de outros processos de produção, com seção variável, e com qualquer forma longitudinal.

A ductilidade de uma fibra ou de seu arame semiacabado é avaliada por meio de ensaios de dobramento alternado, Sarzalejo et. al. (2008).

O fator de forma (l/d) é a relação entre o comprimento (l) e o diâmetro (d) de uma circunferência virtual cuja área seria equivalente à seção transversal da fibra.

A representação esquemática do fator de forma está ilustrada na Figura 2.1. O fator de forma é um índice que indica a eficiência da fibra capaz de melhorar a tenacidade do compósito (Nunes, 1998).

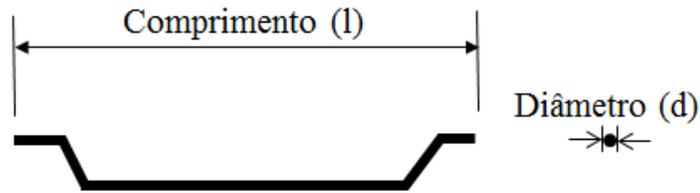


Figura 2.1 - Ilustração de uma fibra de aço, mostrando o comprimento (l) e o diâmetro (d) utilizados no cálculo do fator de forma (l/d).

Segundo Nunes e Agopyan (1998) em se tratando de fibras de aço, o aumento no fator de forma pode representar uma melhora na resistência ao arrancamento da fibra ou um aumento no número de fibras que podem interceptar uma fissura ou até os dois casos simultaneamente. Assim, eles concluem que quanto maior o fator de forma da fibra, maior é a tenacidade do compósito.

Nunes (1998) descreve em sua dissertação de mestrado que o aumento do fator de forma em uma fibra com comprimento constante representa redução no seu diâmetro, e quando se têm maior número de fibras, as mesmas atuam como ponte de transferência de tensões em uma unidade de volume de compósito, garantindo uma melhora do comportamento pós-fissuração deste compósito.

Guimarães e Figueiredo (2003) explicam que outra maneira de aumentar o fator de forma de uma fibra é aumentando o comprimento desta.

O comprimento crítico (l_c) é o comprimento mínimo para gerar tensão no meio da fibra, alterando a distribuição de tensões entre a matriz e as fibras (Bentur e Mindess, 2005).

Para melhor entendimento do comprimento crítico, o modelo de (Bentur e Mindess, 2005), descreve a transferência de tensões (σ) entre a fibra e a matriz de um material compósito. A eficiência de ligação da fibra com a matriz é importante para garantir elevados valores de resistência e rigidez para o compósito. Para tanto, fibras muito curtas podem resultar uma

transmissão pouco eficiente quando da carga aplicada sobre a matriz. A Figura 2.2 mostra a simulação de escorregamento da fibra na interação fibra-matriz.

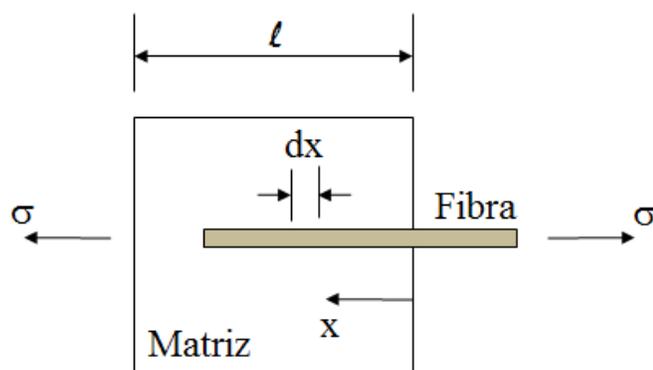


Figura 2.2 - Representação esquemática do modelo de simulação da aderência da fibra na interação fibra-matriz. (Bentur e Mindess, 2005).

Quanto ao revestimento superficial, as fibras podem receber adicionalmente um revestimento superficial de zinco a fim de aumentar sua resistência à corrosão e sua durabilidade no caso de aplicações em ambientes agressivos.

Durante décadas especialistas desenvolvem pesquisas sobre as fibras que podem ser utilizadas na adição do concreto. A seguir são apresentados alguns trabalhos relevantes sobre fibras destacados a partir dos anos 90.

Chern e Young (1990) observaram que a mudança de volume devido às variações da umidade de uma amostra de concreto pode provocar a fratura do concreto. Com a adição de fibras de aço no concreto indicou que um volume inferior a 2% reduz o comportamento de retração do concreto reforçado com fibras, levando em consideração o tamanho da amostra, tipo de fibra, o teor da fibra e a idade do concreto quando começa a secagem.

Soroushian e Lee (1990) relataram que uma função importante das fibras de aço no concreto é a variação de direção das fibras impedindo as microfissuras no concreto. Este é um mecanismo importante, pois através das fibras há um aumento da resistência à tração do concreto.

Assim, a eficácia das fibras de aço dentro da matriz aumenta a resistência à tração e depende do número de fibras por unidade de área da seção transversal da peça de concreto. Outro fato importante é o tipo de fibra utilizado no concreto (fibras lisas, onduladas ou ancoradas com gancho nas extremidades), bem como a geometria da seção transversal da peça.

Soroushian e Bayasi (1991) observaram que a eficiência do concreto reforçado com fibras de aço melhorava o aumento da ligação mecânica entre as fibras de aço e concreto. Um programa experimental foi realizado sobre os efeitos da fibra de aço nas propriedades do concreto nos estados fresco e endurecido. O concreto fibroso no estado fresco foi caracterizado pelo ensaio de abastimento, garantindo a trabalhabilidade e, após a moldagem dos corpos-de-prova foram realizados os ensaios de compressão axial e flexão. As fibras consideradas foram as retas com seção circular, onduladas com seção circular e retangular, ancoradas nas extremidades e soltas, ou seja, fibras individuais e ancoradas coladas uma a outra em forma de pente, com fator de forma 60, e fibras reta com seção circular e ancoradas em forma de pente com fator de forma 75. Todas as misturas tiveram uma fração de 2% em volume de fibras. Os resultados forneceram alguns critérios para a seleção de fibras de aço, pois a inclusão de fibras reduz a trabalhabilidade do concreto fresco e este efeito é mais pronunciado para as fibras com maior fator de forma.

Soroushian; Khan; Hsu (1992) realizaram um estudo experimental para comparar a eficácia de fibras de polipropileno fibriladas e fibras de polietileno de alto módulo de elasticidade, ambas utilizadas em frações de volume relativamente baixo, para melhorar as propriedades mecânicas do concreto. Foram realizados ensaios de flexão submetidos à carga cíclica, impacto e ensaios de compressão. Concluíram que as fibras de polietileno de alto módulo de elasticidade parecem possuir propriedades de reforço valiosas quando usadas em concreto em frações de volume relativamente baixo.

Bayasi e Zeng (1993) realizaram uma pesquisa experimental sobre as propriedades do concreto reforçado com fibras de polipropileno no estado fresco e endurecido. Comprimentos de fibra foram de 13 e 19mm e frações de volume foram de 0,1, 0,3 e 0,5%. Foram avaliados os efeitos das propriedades das fibras no concreto. As propriedades estudadas no estado fresco

foram o teste de abatimento do tronco de cone (Slump Test), o teor de ar incorporado no concreto, e no estado endurecido os comportamentos à compressão, à flexão e resistência ao impacto. Para a resistência ao impacto e o comportamento à flexão, concluíram que as fibras de 19mm de comprimento foram mais eficientes que as de 13mm para volumes de 0,3% ou menos, enquanto as fibras de 13mm foram mais eficazes para 0,5% em volume.

Rossi (1994) utilizou uma metodologia baseada na otimização do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) que incluía a escolha do tipo de fibra, o teor de fibra, os componentes da matriz, da aplicação industrial, bem como o estudo do comportamento mecânico. A idéia da pesquisa foi determinar se é ou não possível a substituição de todos ou a maioria dos estribos que resistem ao cisalhamento (com a óbvia exceção dos estribos construtivos) com fibras metálicas. O estudo procurou determinar que a adição de fibras metálicas pudesse contribuir para os valores de resistência mecânica do material compósito e às forças de transferência através de uma microfissura. O resultado da pesquisa revelou que a composição do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) deve ser conduzida de acordo com a aplicação industrial, mas que deve ser comparado aos reais problemas industriais antes que possa ser considerada totalmente operacional.

Banthia e Trottier (1994) analisaram as características de aderência e deslizamento em três diferentes tipos de fibras de aço em matrizes de concreto, obedecendo aos alinhamentos de 0, 15, 30, 45 e 60 graus com relação à direção de carregamento. Através das curvas carga-deslizamento, foi verificado que as características de aderência e deslizamento das fibras alinhadas com relação à direção de carregamento foram significativamente superiores aos de fibras de direção inclinadas, ou seja, os picos de carga suportados pelas fibras que estão alinhadas na direção de carregamento de carga foram maiores do que as apoiadas por fibras inclinadas com relação à direção de carregamento. Sob o ponto de vista de absorção de energia, uma fibra alinhada com relação à direção de carregamento, Banthia e Trottier (1994) asseguram que a fibra absorve maior quantidade de energia no deslizamento alinhado na direção do carregamento do que aquela que é inclinada, concluindo que a inclinação zero graus com relação à direção de carregamento é, portanto, a inclinação ideal.

Armelin e Helene (1995) pesquisaram sobre as propriedades físicas e mecânicas do concreto projetado em mistura seca com fibras de aço testada *in situ*, tendo como variáveis a orientação das fibras e a influência nas propriedades mecânicas, resistência à compressão e à tração, módulo de elasticidade e o comportamento pós-fissuração. Foram desenvolvidos modelos teóricos e testados para avaliar a perda de fibras e orientação das fibras no interior do concreto projetado. Os resultados indicaram que, a mistura seca do concreto projetado tem algumas características muito distintas em relação à matriz de concreto, como alto teor de cimento, fator água/cimento abaixo 0,35 e alto volume de vazios. O concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) é um pouco semelhante ao concreto projetado com mistura seca com relação à matriz de concreto e as propriedades mecânicas até a primeira fissura. Após este ponto, a capacidade de reforço parece estar dependente não só do tipo de fibra e de teor, mas também sobre a mistura e orientação das fibras.

Bindiganavile e Banthia (2001) investigaram a reação de aderência e escorregamento de fibras de aço e polipropileno em vigas de concreto reforçado com essas fibras. Utilizando quatro tipos de fibras, uma de poliolefina lisa e indeformada de seção circular, duas de polipropileno onduladas de seção circular com comprimentos diferentes e uma de aço de seção circular achatadas nas extremidades. Após os testes de aderência e escorregamento, verificaram que o material, a geometria, o comprimento e a posição em que se encontra a fibra comprometem a resistência de arrancamento, verificadas através da micrografia eletrônica de varredura (MEV) em que as fibras de polipropileno apresentaram fibrilação e as de aço perderam suas extremidades planas durante os testes.

Bayasi e McIntyre (2002) investigaram, por meio de uma pesquisa experimental, o efeito da quantidade de fibras de polipropileno e sílica ativa na retração plástica do concreto. As fibras tem a capacidade de reduzir a abertura das fissuras através da promoção de retenção de água e ainda permitem ao concreto reforçado com fibras resistir a tensões de tração elevadas, com grande capacidade de deformação no estágio pós-fissuração. Aumentando o número de meniscos capilares e demanda de água, a sílica ativa aumenta a retração plástica e as fissuras do concreto

fresco. A sílica ativa por conter partículas extremamente pequenas pode proporcionar melhor revestimento nas fibras. A fração de volume de 0,1% de fibras de polipropileno fibrilada foi encontrada ser eficaz na redução da retração e fissuramento do concreto com teor de sílica ativa de zero ou 5%. O volume de 3,0% de fibras de polipropileno fibrilada foi bem sucedido no combate à retração plástica e fissuramento no concreto com um teor de 10% de sílica ativa.

Mirsayah e Banthia (2002) estudaram o comportamento ao cisalhamento de concreto reforçado com fibra de aço, utilizando teste de cisalhamento direto. No estudo, utilizaram dois diferentes tipos de fibras de aço com 50mm de comprimento, uma com geometria ondulada e outra com seção circular com achatamento nas extremidades. As frações de fibra de volume variaram entre 0% e 2%. Os autores verificaram que ambas as fibras proporcionam melhorias significativas na resistência ao cisalhamento e essas melhorias foram maiores em dosagens mais elevadas de fibra. Após os resultados entre as duas fibras estudadas, a fibra de seção circular com achatamento nas extremidades foi mais eficaz que as onduladas.

2.3.1 Tipos de fibras

Li (2011) enfatiza que o tipo de fibras pode ser visto com critérios diferentes. Do ponto de vista de tamanho, as fibras podem ser classificadas em macro e microfibras. O diâmetro das macrofibras está na faixa de 0,2 a 1 milímetro e microfibras estão em um intervalo de poucas dezenas de micrometros. Basicamente, microfibras são eficientes na contenção de microfissuras. Do ponto de vista material, as fibras que são comumente usadas como reforço à base de cimento, são fibras de carbono, fibras de vidro, fibras poliméricas (aramida, polipropileno, outras), fibras naturais (sisal, coco, bambu, juta, outras) e fibras de aço, em argamassas e concretos. Diferentes tipos de fibras têm diferentes valores de módulo de elasticidade, resistência à tração e capacidade de alongamento. Estas características influenciam a ligação entre as fibras e a matriz.

No Brasil, pesquisas são desenvolvidas sobre aplicação de fibras com destaque aos pesquisadores Agopyan (1991), Armelin (1992), Nunes (1998), Figueiredo (2000), Guimarães (2001), Carnio (2009), entre outros. Este trabalho trata somente de fibras artificiais, mas torna-se necessário a apresentação da classificação dessas fibras em função da matéria prima com a qual são produzidas.

As fibras podem ser classificadas de acordo com o material: fibras naturais e fibras artificiais. As fibras naturais são provenientes de origem vegetal, animal e mineral. São exemplos de fibras vegetais o sisal, fibra de coco, entre outras. As fibras de origem animal foram utilizadas nas antigas civilizações e, as de origem mineral as lã de rocha. Quanto as fibras artificiais, estas podem ser orgânicas e inorgânicas.

Para ilustrar de forma clara, é apresentada na Figura 2.3 a classificação das fibras, segundo Sarzalejo et. al. (2008).

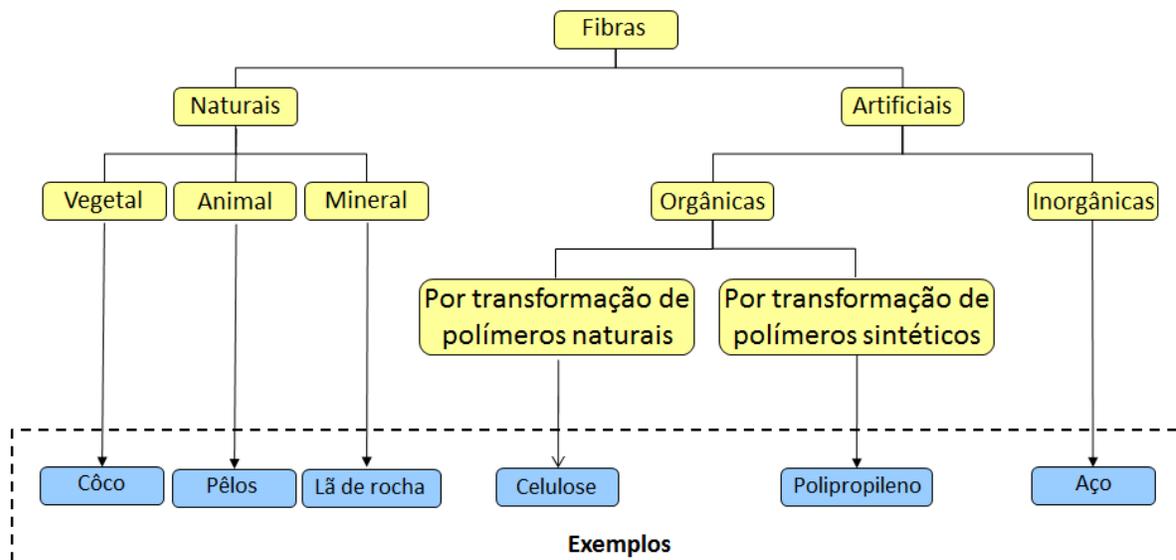


Figura 2.3 - Classificação das fibras. Adaptado de Sarzalejo et. al., 2008.

As fibras também podem ser divididas de acordo com suas propriedades físico-químicas: densidade, rugosidade superficial, estabilidade química, e ainda a resistência ao fogo, entre

outras. Em se tratando das propriedades geométricas das fibras são levadas em consideração o comprimento, seção da fibra e o perfil longitudinal. Além da importância das propriedades citadas, as propriedades mecânicas também são importantes. Essas são a resistência à tração, a ductilidade, a rigidez, o módulo de elasticidade e o módulo de ruptura.

As fibras sintéticas exercem papel relevante na construção civil, quer no aspecto financeiro, custo relativamente baixo em relação a outros tipos de fibras, quer na sua resistência mecânica. Segundo Bentur e Mindess (2005) as fibras sintéticas (polímeros) se tornaram mais atraentes para reforços de argamassas e concretos, com diversidade de serviços onde são aplicados materiais e produtos a base de polímeros.

A definição de Callister e Rethwisch (2010) os polímeros consistem em grande número de cadeias moleculares, onde cada uma dessas cadeias pode se dobrar, espiralar e contorcer, levando a um extenso entrelace das moléculas de cadeias vizinhas. Callister e Rethwisch (2010) confirmam que essas espirais e entrelaces aleatórios são responsáveis por importantes características mecânicas dos polímeros.

Polímeros sintéticos estão divididos em função do seu comportamento mecânico e sua fusibilidade. Termoplásticos são polímeros lineares que tem a facilidade de amolecer ou derreter quando aquecida, de modo que eles podem ser moldados e remoldados por aquecimento. Termofixos são polímeros em rede que são fortemente cruzados para dar uma densa rede em três dimensões (3D). São rígidos e não podem derreter sobre aquecimento e se decompõem, se a temperatura for suficientemente alta.

Ao contrário das fibras naturais obtidas diretamente da natureza, oriundas de vegetais, animais ou minerais, as fibras sintéticas resultam da transformação de polímeros naturais ou por transformação de polímeros sintéticos. Alguns exemplos de fibras poliméricas sintéticas citadas por Carnio (2009) são as fibras de polipropileno, poliéster, polietileno e poliamida.

As fibras de polipropileno são produzidas numa variedade de formas e propriedades diferentes. As vantagens principais destas fibras são a alta resistência aos álcalis, ponto de fusão relativamente elevado (165°C) Bentur e Mindess, 2005. Suas desvantagens são a pouca resistência ao fogo, baixo módulo de elasticidade e baixa aderência à matriz cimentícia, porém essas desvantagens não são necessariamente críticas. A espessura de recobrimento na matriz ajuda a minimizar a propagação do fogo e outros efeitos ambientais.

As fibras sintéticas de polipropileno são classificadas segundo Bentur e Mindess, 2005 em dois tipos, segundo sua geometria: multifilamentos e fibriladas. A Figura 2.4 mostra uma amostra de fibras chamadas de multifilamentos que são fios dimensionados com comprimento padronizado.



Figura 2.4 - Fotografia de fibras de polipropileno do tipo multifilamento.

Fibras de polipropileno do tipo fibrilada se distinguem por uma malha de fios muito finos. Bentur e Mindess, 2005 explicam que a estrutura da malha tende a melhorar a ligação com a matriz fornecendo um efeito de intertravamento. A Figura 2.5 mostra as fibras sintéticas de polipropileno do tipo fita e fibrilada.

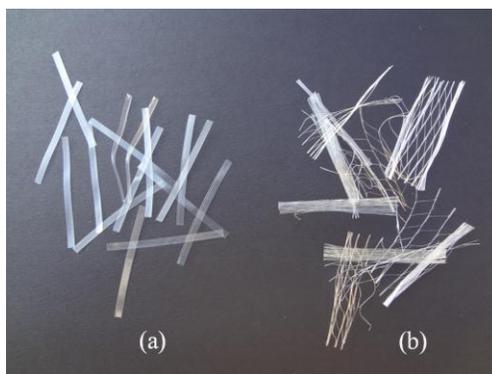


Figura 2.5 - Fotografia de fibras de polipropileno do tipo: (a) fita e (b) fibrilada utilizadas neste trabalho.

Segundo Bayasi e Zeng (1993) o concreto com fibras de polipropileno fibrilada tem grande aplicação em pisos industriais e em elementos de construção da parede e de lajes. Estas aplicações são motivadas pela diminuição das fissuras e nas propriedades de ductilidade e em resistência ao impacto.

Carnio (2009) classifica as fibras sintéticas em função do comprimento e seção das fibras: microfibras e macrofibras. As microfibras apresentam comprimento e diâmetro inferiores a 30mm e 0,30mm, respectivamente, e a principal função é contribuir para o controle de retração do concreto no estado fresco, ou seja, ainda não endurecido. As macrofibras apresentam as seguintes características, conforme descrito na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Características das macrofibras. Fonte: Carnio (2009)

Característica	Variação
Resistência à tração	100 a 650 MPa
Módulo de elasticidade	5 a 7 GPa
Comprimento	30 a 60mm
Diâmetro	> 0,30 mm
Densidade	~ 900 kg/m ³

A Figura 2.6 mostra as fibras sintéticas de polipropileno dos tipos microfibras e macrofibras.



Figura 2.6 - Fotografia de fibras: (a) microfibra; (b) macrofibra

Bentur e Mindess (2005) comentam que os primeiros estudos teóricos utilizando fibras de aço no concreto foram desenvolvidos na década de 1950 e 1960. A partir dessas décadas os estudos foram concentrados no comportamento do concreto reforçado com fibras de aço, atraindo ainda mais os pesquisadores, quando obtiveram resultados em que as fibras de aço aumentam significativamente a resistência das argamassas e concretos, utilizados principalmente para o controle de fissuras, reforço secundário de lajes, pavimentos, revestimento de túneis e aplicações de reparos.

Concreto reforçado com fibras de aço tem boa durabilidade, mas estão sujeitas à corrosão quando expostas em ambientes quimicamente agressivos, especialmente aos cloretos. O uso em pavimentos, tabuleiros de pontes, entre outros, onde o cloreto pode estar presente, o concreto reforçado com fibras de aço pode apresentar menor resistência à corrosão.

A NBR 15530/2007 prevê três tipos de fibras em função de sua conformação geométrica: fibra de aço com ancoragem nas extremidades, corrugada e lisa, ilustradas na Figura 2.7.

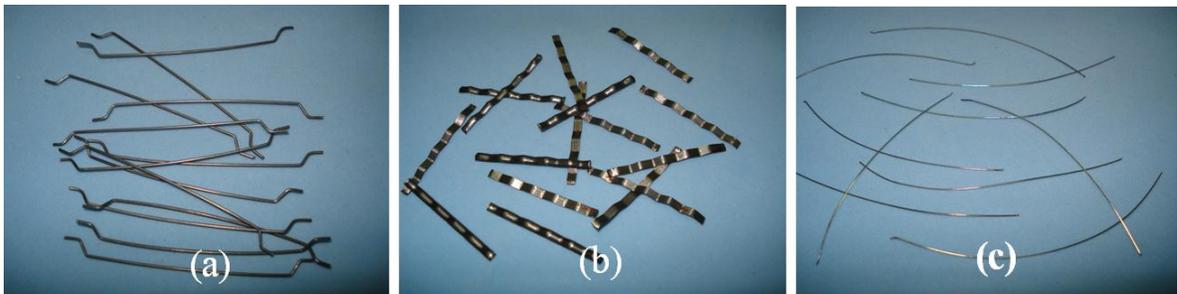


Figura 2.7 - Fotografia de fibras de aço: (a) com ancoragem nas extremidades; (b) corrugada; (c) lisa

A norma da ABNT NBR 15530/2007 informa que o formato da seção transversal depende do tipo de aço utilizado na produção da fibra, podendo ser laminado ou trefilado. Porém, além dos tipos de fibras, a norma ainda prevê três classes de fibras, que foram associadas ao tipo de aço. Assim, o tipo de aço origina as seguintes classes: classe I, fibra oriunda de arame trefilado a frio; Classe II, fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio; e Classe III, fibra oriunda de arame trefilado e escarificado.

2.4 Concreto reforçado com fibras

As fibras descontínuas em geral são incorporadas aleatoriamente no concreto, ou com orientação preferencial, no caso de fibras de aço estudadas por Soroushian e Lee (1990), através do número de fibras por unidade de área, as quais são influenciadas, não só pelos limites restringidos, mas também pelo fato que elas tendem a se acomodar e reorientar em planos horizontais, adensadas em uma mesa vibratória.

Soranakom e Mobasher (2009) relatam que concreto reforçado com fibras (CRF) pode ser considerado um compósito que consiste de cimento e fibras. As fibras que são aleatoriamente distribuídas na matriz de concreto como contenção de fissuras. As principais áreas de aplicações de CRF são em pavimentos industriais, revestimentos de túneis, elementos pré-moldados, entre outros.

Higashiyama e Banthia (2008) relatam que uma falha provocada por cisalhamento em estruturas de concreto armado pode levar a estrutura a ruína. Estudos relacionados com concreto reforçado com fibras (CRF) demonstraram a eficácia do reforço com fibras melhoram o comportamento ao cisalhamento em lajes e vigas de concreto armado.

Sarzelejo et.al. (2008) enfatizam que as características mecânicas das fibras de aço, quanto a resistência à tração, possuem papel fundamental no comportamento do concreto reforçado com fibras (CRF). A Figura 2.8 mostra o exemplo entre dois tipos de fibras de aço, uma reta e outra com ancoragem nas extremidades, simulando a situação de arrancamento das mesmas sendo impedidas pela aderência imposta entre a interface fibra-concreto. Por não ocorrer o arrancamento da fibra, poderá ocorrer a ruptura das mesmas devido a falta de resistência à tração.

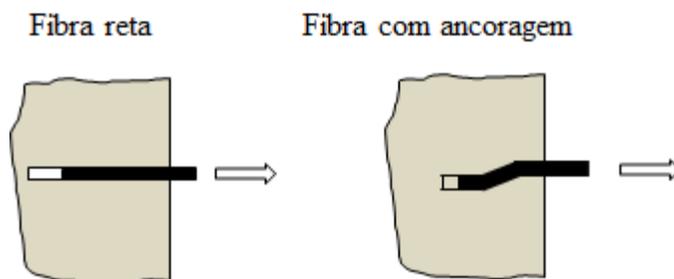


Figura 2.8 - Ilustração do comportamento de aderência fibra-concreto com a geometria da fibra.

A curva apresentada na Figura 2.9 fornece a interpretação da carga de arrancamento em função do deslocamento da fibra.

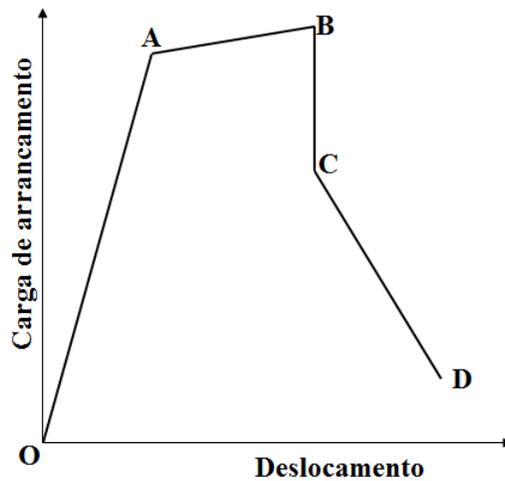


Figura 2.9 - Representação gráfica da força de arrancamento por escorregamento. Adaptado de Guimarães (2001)

Na Figura 2.9, o segmento OA, está compreendido na zona elástica e até o momento não há deslocamento da fibra, ou seja, ainda não ocorreu à ruptura da amostra ensaiada, mantendo-se inalterada. A partir do ponto A, começa o deslizamento da fibra até atingir a carga máxima no ponto B. No trecho BC ocorre o deslizamento total da fibra, e no trecho CD ocorre o arrancamento por escorregamento da fibra.

Naaman e Najm (1991) investigaram os mecanismos de ancoragem das fibras na matriz de cimento, enfatizando a ancoragem das fibras na aderência fibra-matriz. Incluíram três diferentes tipos de fibras (reta, ondulada e ancorada), três diferentes tipos de matrizes de argamassa a base de cimento com baixa, média, e alta resistência. As matrizes com fibras retas, onduladas e ancoradas, foram submetidas a ensaios de arrancamento por escorregamento. Figura 2.10 mostra a curva típica de comparação de arrancamento para fibra lisa e ondulada.

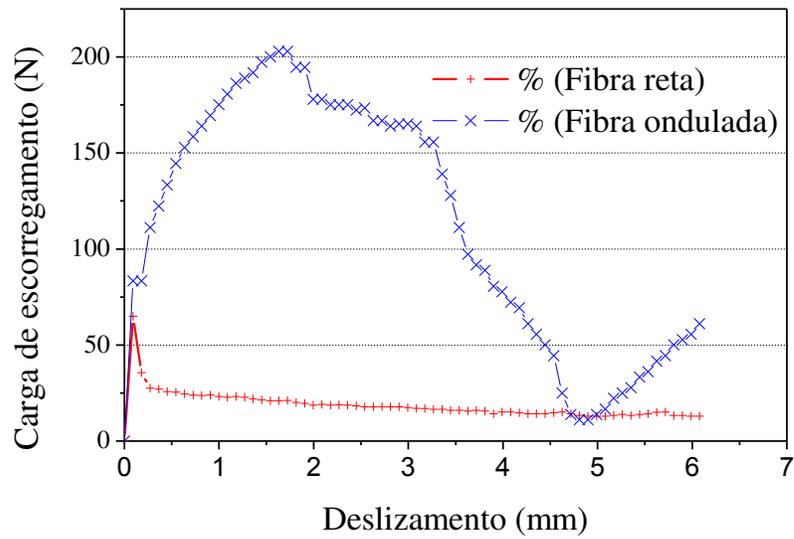


Figura 2.10 - Curva típica de comparação de arrancamento para fibras retas e fibras onduladas. Adaptado de Naaman e Najm (1991)

A Figura 2.11 ilustra a curva típica de comparação de arrancamento para fibra reta e ancorada.

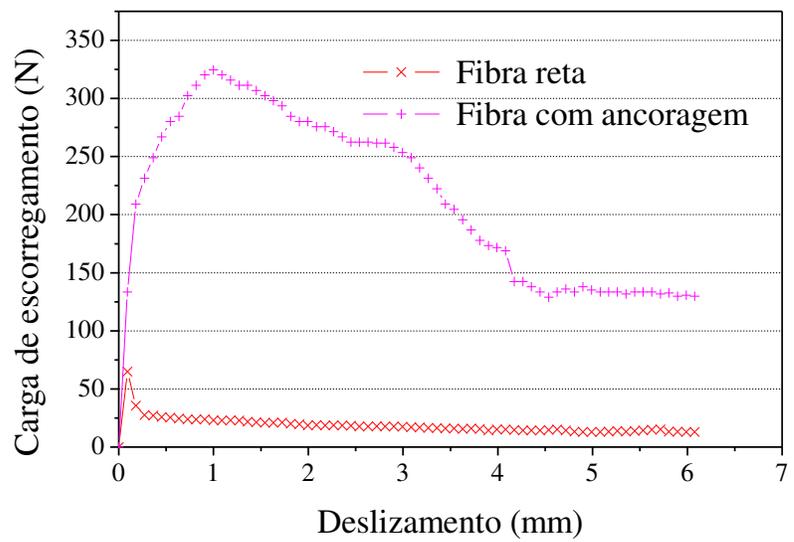


Figura 2.11 - Curva típica de comparação de arrancamento para fibras retas e fibras ancoradas. Adaptado de Naaman e Najm (1991)

As Figura 2.10 e Figura 2.11 mostram a comparação da carga de arrancamento medida em função das curvas de deslizamento para dois conjuntos de fibras (reta e ondulada e, reta e ancorada) com o mesmo diâmetro, Naaman e Najm (1991). Esta comparação reforça o que foi comentado sobre a Figura 2.9.

Grossi (2006) pesquisando sobre fibras de aço, explica que a transferência de tensões não ocorre indefinidamente, pois em determinado instante essas fibras deixam de atuar como elementos de reforço, podendo ser arrancadas em função das tensões atuantes podem atingir níveis tão elevados que causem a sua ruptura.

O comportamento do concreto reforçado com fibras diante de um concreto simples sem reforço, chamado de concreto de referência pode ser entendido a partir da Figura 2.12.

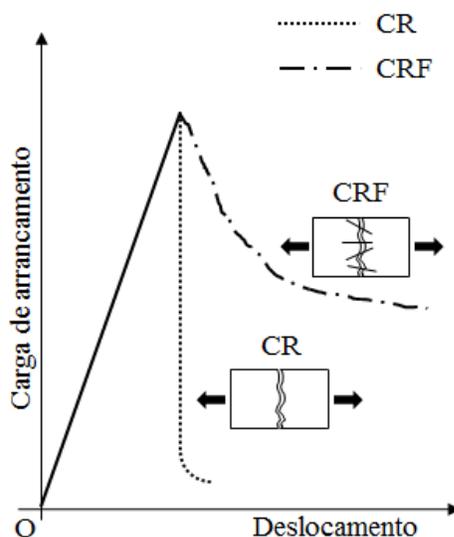


Figura 2.12 - Representação gráfica do comportamento entre a carga de arrancamento em função do deslocamento do concreto de referência (CR) e concreto reforçado com fibras (CRF).

A fratura dos corpos-de-prova de concreto, Figura 2.12, quando a estrutura é submetida a um carregamento, as curvas mostram que ao chegar ao pico da primeira fissura haverá a divergência entre elas. A curva indicadora do concreto de referência ao romper, desloca-se

verticalmente no sentido decrescente (representada pela linha pontilhada), enquanto que a curva de concreto reforçado com fibras a capacidade de carga diminui, mas o compósito continua a resistir às cargas menores que as do pico (representada pela linha traço-ponto).

As fibras retas sendo de baixa ancoragem em relação às de ancoragem nas extremidades, exercem desempenho parecido com as de ancoragem nas extremidades e, considerando o tipo de ancoragem, Rodrigues (2010) enfatiza que a tendência é da tenacidade ser maior quando a resistência do aço for elevada, pois o esforço de arrancamento, que significa estreitar a fibra para permitir o seu deslizamento, será mais elevado, mas nunca a ponto de romper a fibra e, conseqüentemente, maior será a tenacidade. A Figura 2.13 ilustra de forma clara o arrancamento e o rompimento da fibra comparando a energia absorvida entre os dois casos expostos.

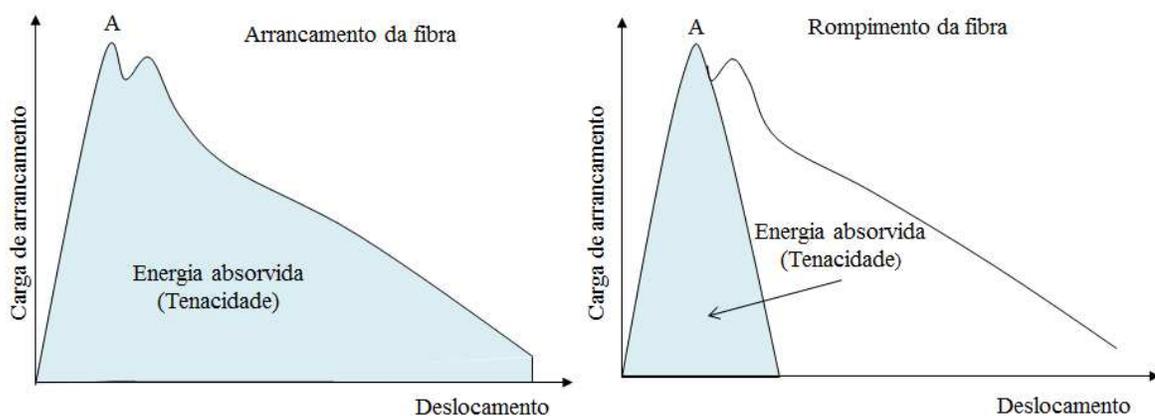


Figura 2.13 - Tenacidade em função da adesão. (Rodrigues, 2010)

Os exemplos da Figura 2.13 mostram que as fibras de ancoragem nas extremidades podem ser arrancadas durante algum esforço, enquanto as fibras retas e enrugadas propiciam seu rompimento.

Segundo Naaman (2007), as fibras incorporadas ao concreto podem assumir a diversos tipos de aplicações na construção civil. Algumas aplicações de compósitos reforçados com fibras podem ser descritas as seguir:

- a) Independentes – em estruturas aparentes: placas de concreto, tubos para saneamento, postes para rede elétrica;
- b) Híbrido – em combinação com concreto reforçado, concreto protendido ou estruturas de aço: estruturas resistentes a abalos sísmicos e explosões, tabuleiro de pontes de grandes extensões, estruturas especiais;
- a) Híbrido – em zonas de estruturas seccionadas onde são necessárias monitoramentos das propriedades: articulações viga-pilar em estruturas sísmicas, vigas de ligação, zonas de ancoragem em vigas de concreto protendido;
- b) Reparo e reabilitação: revestimento de túneis, encamisamento de colunas e proteção contra incêndio.

Segundo Naaman (2007), as fibras quando usadas em estruturas de concreto proporcionam uma contribuição na melhora às propriedades, entre os quais está a capacidade de resistência à tração, cisalhamento, flexão e ductilidade.

Carnio (2009) desenvolveu estudo com fibras de aço e de polipropileno com baixos teores aplicados em pavimentação de concreto, os quais são bem significativos. As fibras de aço relacionadas na pesquisa tiveram como taxa de dosagem de 20, 30 e 40kg/m³. Os resultados com os concretos reforçados com fibras de aço apresentaram aumento significativo da tenacidade. As superfícies de ruptura das amostras de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) apresentaram uma superfície bastante acidentada em relação ao concreto de referência (CR).

Jiang e Banthia (2010) estudaram a influência da tenacidade à tração na flexão em corpos-de-prova com dimensões diferentes com concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP), com três taxas de dosagem de 3, 4,5 e 6kg/m³. As dimensões dos corpos-de-prova que foram testadas correspondem às dimensões de 100x100x350mm e 150x150x500mm respectivamente e utilizaram o procedimento de teste a partir da norma da ASTM C1609/C1609M-10. Os tamanhos

dos corpos-de-prova indicaram resultados diferenciados quanto à tenacidade. Os corpos-de-prova com dimensões menores apresentaram maior resistência que os de maiores dimensões, proporcionalmente com o aumento da dosagem de fibras.

2.5 Fundamentos da mecânica da fratura

2.5.1 Introdução

Embora os avanços tecnológicos sejam evidentes, ocasionalmente elementos estruturais podem sofrer falhas, como por exemplo, defeitos de fabricação não detectados, deslocamento de origem térmica, corrosão e patologias geradas pelo uso, podem se propagar a dimensões críticas e conseqüentemente vir a fraturar. Ferreira (2008) comenta que nos últimos cem anos inúmeros casos de fraturas de estruturas metálicas, principalmente em estruturas de aço soldadas, como pontes, reservatórios de óleo, navios, caldeiras, entre outros, resultaram em tragédias. Falha brusca de estrutura além de causar prejuízo financeiro e humano, criando situações de incredibilidade ao cliente. Os desastres ocorridos na indústria naval em meados da primeira metade do século XX apresentando falhas estruturais, contribuíram para estudos que resultaram em artigos e teorias como os Griffith em 1920 e os de Irwin e Orowan na década de 40, os quais deram início à nova área da ciência, chamada de Mecânica da Fratura. Ferreira (2008) conceitua mecânica da fratura como uma ferramenta poderosa usada na avaliação da confiabilidade e vida de estruturas e na seleção de materiais.

Gross e Seelig (2011) definem fratura de maneira geral como a separação total ou parcial de um corpo originalmente intacto. Dieter (1988) define como a separação ou fragmentação de um sólido em duas ou mais partes sob a ação de tensões. A fratura é um fenômeno irreversível, quando o crescimento da área afetada existirem vazios em processo de deformação. É comum

quando se trata de assunto correlacionado com a engenharia mecânica o uso do termo trinca, o qual já foi abordado no capítulo 1, quando foi citada a ambiguidade entre fissura e trinca.

A definição da mecânica de fratura descrita por Gdoutos (2005) é baseada no princípio de que todos os materiais contem defeitos iniciais na forma de fissuras, vazios ou inclusões que podem afetar a capacidade de carga de estruturas de engenharia. Segundo Gdoutos (2005) esta definição foi baseada em experimentos, pois os defeitos e altas tensões poderiam ser responsáveis pela redução da resistência do componente, concluindo que um dos objetivos da mecânica da fratura é a determinação da carga crítica por conta do tamanho e localização de defeito inicial.

A medida quantitativa entre a fratura e tamanho da trinca marca o início dos estudos da mecânica da fratura por intermédio do trabalho de Griffith, baseado na primeira lei da termodinâmica – princípio da conservação de energia, publicado em 1920 (Griffith 1920 *apud* Anderson, 1995, p.10). O modelo de Griffith previu corretamente a relação entre a fratura e o tamanho da trinca em amostras de vidro. Em 1956 Irwin desenvolveu o conceito de taxa de liberação de energia, que está relacionada com a teoria de Griffith, permitindo a resolução de problemas de engenharia. Este conceito desenvolvido por Irwin ficou conhecido mais tarde como fator de intensidade de tensão. Hoje a mecânica da fratura tem sido usada como ferramenta na caracterização de materiais compósitos.

2.5.2 Aspectos macroscópicos da fratura

Toda estrutura possui algum tipo de falha em escala menor ou maior e durante a realização de ensaios não destrutivos, algumas trincas podem ser detectadas, podendo ser originárias de crescimento microestrutural ou causado por fadiga durante o serviço.

Segundo Meyers e Chawla (2009), a fratura de um material por meio de fissuração pode ocorrer em muitas maneiras, principalmente: aplicação lenta de cargas externas; aplicação rápida

de cargas externas (impacto); carregamento cíclico (fadiga); e efeitos ambientais, como corrosão nas armaduras do concreto.

O processo da fratura pode ser interpretado considerando o acúmulo de dano, nucleação de uma ou mais fissuras ou vazios e o crescimento de fissuras ou vazios.

Anderson, (1995) exemplifica o trinômio da mecânica da fratura baseado num modelo relacionando a tensão aplicada (σ), o tamanho do defeito (a) e a resistência do material (K_R) relacionado ao crescimento do defeito, conforme ilustração de.

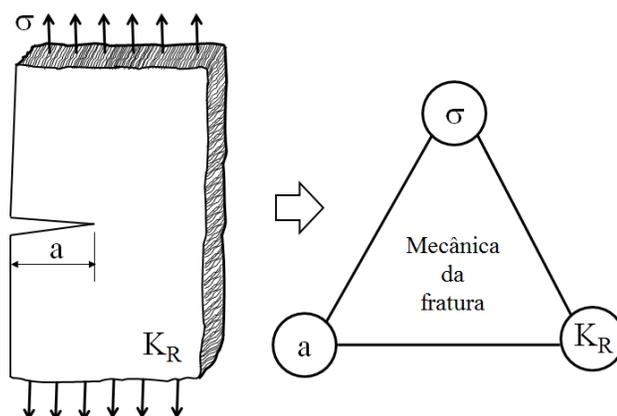


Figura 2.14 - Resistência do material atribuído ao tipo do crescimento de trinca e sua relação com a tensão aplicada e tamanho da trinca. Meyers e Chawla, 2009.

Gross e Seelig (2011) classificam a mecânica da fratura a partir de diferentes pontos de vista, ou seja, a partir do comportamento e o tipo de material. Em função do comportamento do material, a mecânica da fratura pode ser classificada em: Mecânica da Fratura Elástica Linear (MFEL) descreve os processos de fratura usando a elasticidade linear, apropriada particularmente a fratura frágil; Mecânica da Fratura não-Linear ou (MFEP) Mecânica da Fratura Elastoplástica, caracteriza os processos de fratura, que são dominadas pelo comportamento do material inelástico.

2.5.3 Tipos de sollicitação de uma trinca

Para descrever o comportamento de uma trinca, torna-se necessário a apresentação de um sistema com visão macroscópica. Assim se considerarmos uma trinca como um corte num corpo-de-prova, em que seus limites são as superfícies opostas da trinca, conforme ilustração da Figura 2.15.

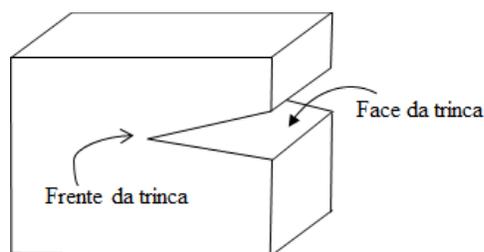


Figura 2.15 - Modelo de um corpo-de-prova trincado

Sobre a deformação de uma trinca, existem três tipos básicos de abertura, ilustradas na Figura 2.16: Modo I, conhecido como modo de abertura. Modo II, conhecido como modo de deslizamento ou cisalhamento, caracterizado pela separação das superfícies assimétricas da trinca devido ao deslocamento relativo na direção x (normal para frente da trinca). Finalmente, o modo III, conhecido como modo de cisalhamento transversal, descreve a separação devido aos deslocamentos relativos na direção z (tangencial para frente da trinca).

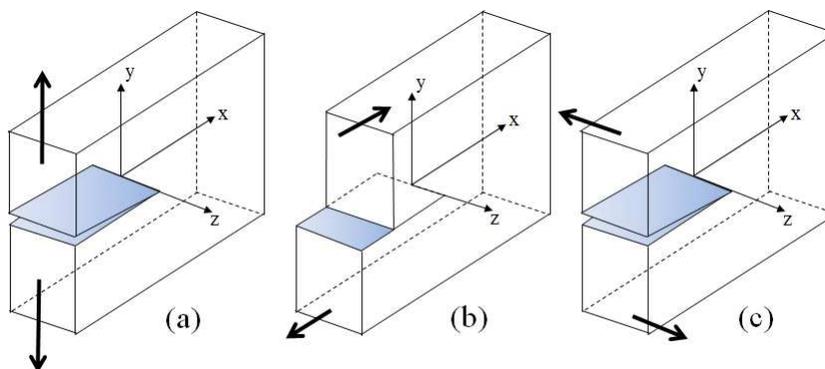


Figura 2.16 - Tipos de sollicitação de trinca: (a) Modo I; (b) Modo II; e (c) Modo III.

2.5.4 Fator de intensidade de tensão

O fator de intensidade de tensão é uma grandeza fundamental que rege o campo de tensões próximo à ponta da trinca. Ele pode ser usado para prever a falha de uma chapa trincada. O fator de intensidade de tensão depende da geometria do corpo, do material e do carregamento. O fator de intensidade de tensão K caracteriza a magnitude (intensidade) das tensões na vizinhança da ponta de uma trinca de preferência nítida em um material elástico linear e isotrópico. Um sistema de coordenadas é utilizado para descrever as tensões na vizinhança de uma trinca é mostrado na Figura 2.17, na qual r e θ são coordenadas polares de um ponto qualquer em relação à ponta da trinca.

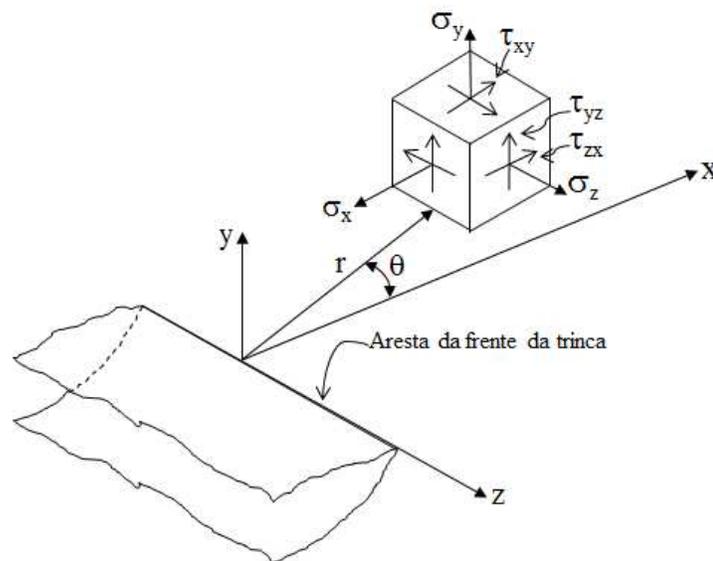


Figura 2.17 - Sistema tridimensional de coordenadas de uma região da ponta de uma trinca. Fonte Dowling (2007)

As coordenadas polares r e θ estão no plano xy , que é normal ao plano da trinca, e a direção z é paralela à borda da trinca.

O fator de intensidade de tensão K possui valores diferenciados para qualquer modo de abertura de trinca, podendo ser denominados de K_I para o modo I, K_{II} para o modo II e K_{III} para o modo III.

2.5.5 Mecânica da fratura aplicada ao concreto

O concreto detém algumas limitações, como baixa resistência à tração e ductilidade, tempo de cura e também considerado como um material quase-frágil. Segundo Li (2011) o modo de falha de materiais podem ser classificados em três categorias: material frágil, quase-frágil e dúctil, mostrados na Figura 2.18.

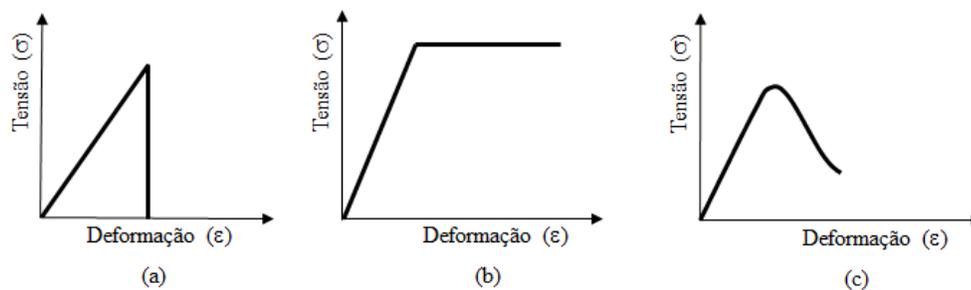


Figura 2.18 - Possíveis curvas de tensão-deformação: a) material frágil; b) material dúctil; c) material quase-frágil.

Shah; Swartz; Ouyang (1995)

Segundo Li (2011), o vidro é um material tipicamente frágil, ele quebra subitamente quando seu limite de resistência é alcançado, ou seja, a tensão máxima atinge a resistência à tração do material mostrado na Figura 2.18a. Fratura dúctil é um tipo de falha com grandes deformações que serve como sinal antes de sua ruptura, como em aços de baixo carbono, mostrado na Figura 2.18b. Material com comportamento de amolecimento, chamado de material quase-frágil, mostrado na Figura 2.18c. Materiais frágeis e quase-frágeis falham de maneira repentina sem dar sinais de grandes deformações.

Em geral a caracterização de uma falha está relacionada não apenas à geometria estrutural, mas também com as propriedades dos materiais utilizados na construção. Segundo Shah; Swartz; Ouyang (1995) consideraram uma placa de largura infinita, com um furo elíptico e submetido a tração no campo de tensões, em que o defeito é modelado por um furo. A presença do orifício na placa altera a distribuição de tensões, de modo que a tensão máxima ($\sigma_{\text{máx.}}$) ao longo da borda do furo é maior do que a tensão nominal (σ_N), mostrada na Figura 2.19.

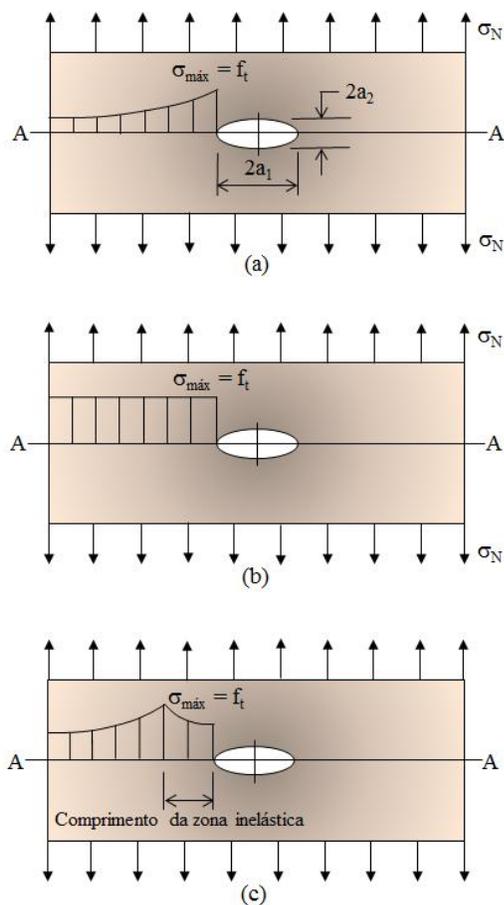


Figura 2.19 - Falhas estruturais na forma elíptica em diferentes materiais e as respectivas distribuições de tensões: (a) falha com material frágil, (b) falha com material dúctil ou plástica, e (c) falha com material quase-frágil. Shah; Swartz; Ouyang (1995)

Se a placa é feita de material potencialmente frágil, o valor da tensão máxima ($\sigma_{\text{máx.}}$) atinge o limite de resistência do material (f_t), Figura 2.19a. Por outro lado, se a placa é feita de um

material dúctil, a carga de tração aplicada pode aumentar continuamente após a tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$) igual ao limite de resistência do material (f_t), devido a redistribuição plástica de tensões. A placa é rompida quando a tensão normal em toda a seção (A-A) da palca atinge o limite de resistência do material (f_t), Figura 2.19b. Para uma placa feita de um material quase-frágil, Figura 2.19c, uma zona inelástica se desenvolve na região da tensão máxima quando a placa entra em colapso. Esta zona inelástica é também conhecida como zona de processo de fratura. O desenvolvimento da zona de processo de fratura geralmente resulta em um amolecimento no comportamento da curva carga-deformação [Shah; Swartz; Ouyang (1995)].

Pompeu Neto (2004), para um material quase-frágil como o concreto, existe uma não linearidade substancial antes da tensão máxima, mostrado na Figura 2.20. Os mecanismos de deformação além do limite de proporcionalidade (f_y) não são claramente entendidos. Inicialmente são formadas microfissuras distribuídas aleatoriamente. Em alguns pontos antes da tensão máxima ($\sigma_{\text{máx}}$), as microfissuras começam a se localizar em uma microfissura que se propaga criticamente na tensão máxima (Pompeu Neto, 2004), onde são observadas deformações de amolecimento sob um estado de propagação estável dessa fissura, por intermédio do ensaio de deformação controlada do tipo fechado (closed-loop), é notado que o deslocamento durante o estágio pós-pico consiste de abertura da fissura principal acompanhada por um descarregamento do restante da amostra, conclui Pompeu Neto, 2004.

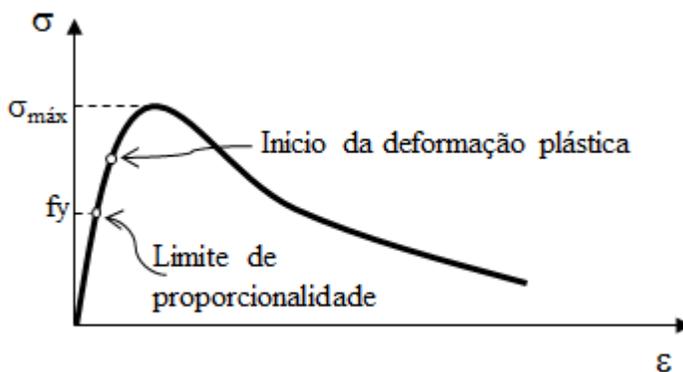


Figura 2.20 - Detalhe da curva tensão-deformação de material quase-frágil. Shah; Swartz; Ouyang (1995)

Concreto é um tipo de material quase-frágil com baixa resistência à fratura. Geralmente, o concreto deve ser usado com barras de aço para formar o concreto armado, no qual as barras de aço são utilizadas para suportar as cargas de tração, enquanto que o concreto suporta as cargas de compressão. Além disso, o concreto pode proporcionar uma estrutura com excelente estabilidade.

2.5.6 Zona do processo de fratura do concreto

Concreto é um material heterogêneo inerentemente fraco em tensão devido à limitada força de ligação entre seus componentes. Segundo Shi (2009) a resistência à tração do concreto varia aproximadamente de 8 a 15% de sua força de compressão.

A propagação de fissuras em estruturas de concreto é antecipada pela formação de uma zona de dano, conhecida como Zona do Processo de Fratura (ZPF). O material dentro da ZPF é alterado e suas propriedades são diferentes do restante da parte da estrutura. A zona do processo da fratura tem a capacidade de transferir a tensão final através da face da trinca o que diminui na deformação crescente como mostra a Figura 2.21.

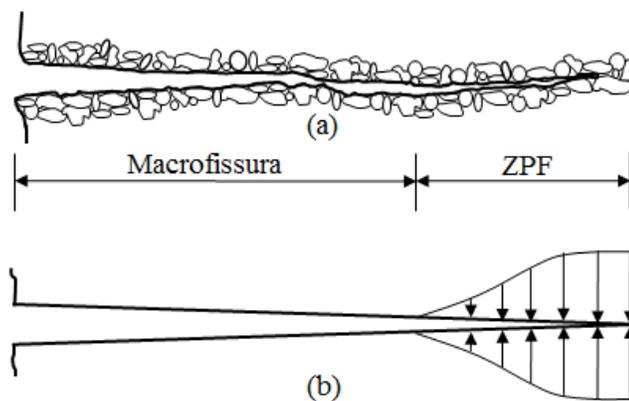


Figura 2.21 - Esquemático de uma fissura: (a) Zona do processo da fratura no concreto; (b) distribuição do esforço coesivo no ZPF. Kumar e Barai (2011)

A zona do processo da fratura no concreto é regida pelos mecanismos de tenacidade à fratura que inclui fissuras, deflexão de microfissuras, ramificação de fissuras, coalescência de fissuras (junção das partes de agregados que se encontravam separados) e deslocamento do agregado a partir da matriz do concreto.

Com a finalidade de esclarecer melhor os tipos de mecanismos de aumento de tenacidade à fratura, Shah; Swartz; Ouyang (1995) expõem de maneira esquemática algumas formas de fissuras, conforme Figura 2.22.

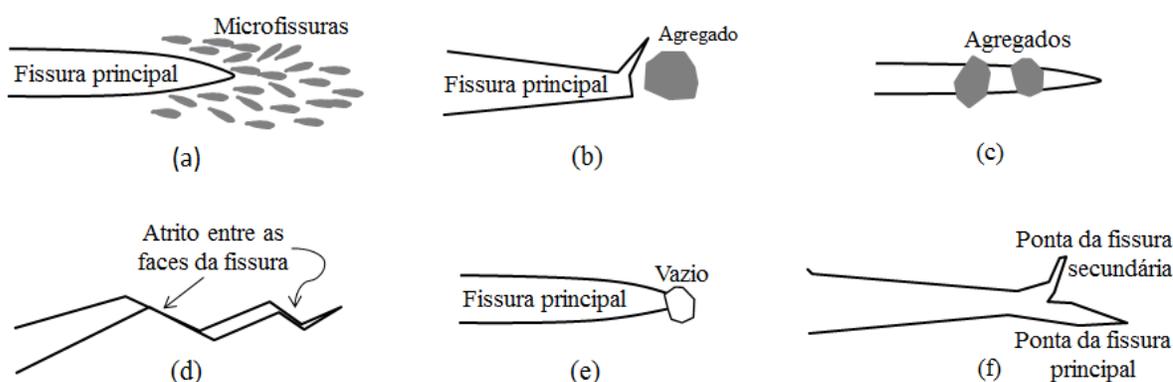


Figura 2.22 - Mecanismos de aumento de tenacidade à fratura na zona do processo de fratura: (a) bloqueadores de microfissuras, (b) mudança de direção de fissuras, (c), pontes de agregados, (d) fechamento induzido, (e) incorporação na ponta da fissura, (f) ramificação.

Muitos mecanismos tais como a microfissuração da matriz, descolamento do agregado a partir da matriz de concreto, mudança de direção da fissura e ramificação da fissura que consomem a energia durante a propagação da fissura são responsáveis para transferência de tensão.

Kumar e Barai (2011) relacionaram uma série de pesquisadores que utilizaram técnicas diretas e indiretas para medir a forma e o tamanho da zona do processo de fratura no concreto. Eles destacaram como métodos diretos a microscopia óptica estudada por Derucher em 1978, microscopia eletrônica de varredura utilizada por Mindess e Diamond em 1980, fotografia de alta velocidade desenvolvida por Bhargava e Rehnström em 1975. Quanto aos métodos indiretos,

Kumar e Barai (2011) destacaram: interferometria óptica a laser utilizada por Ansari em 1989, corante penetrante utilizados por Lee et al. em 1981, medida de ultrassom utilizada por Sakata e Ohtsu em 1995 e técnica de emissão acústica utilizadas por Maji e Shah em 1988, Maji et al. em 1990, Ouyang et al. em 1991 e Hadjab et al. em 2007.

Wu et. al. (2000) desenvolveram uma técnica experimental baseada na triangulação a laser para analisar e reconstruir superfícies de concreto fraturadas em três dimensões (3D), obtendo razoável precisão comparada com os métodos tradicionais.

2.5.7 Desenvolvimento da fratura no concreto

Segundo Li (2011), a mecânica da fratura foi aplicada pela primeira vez em concreto em 1961 por Kaplan. Com base nas observações que ocorriam com microfissuras no concreto, ele procurou verificar se a teoria de Griffith era uma condição necessária para uma rápida propagação de trincas e conseqüentemente fratura do concreto ou não, através da realização do método de teste padrão para resistência à flexão do concreto, usando corpo-de-prova com três pontos de carregamento.

Shah e McGarry, 1971, *apud* Li 2011, p 329, concluiu que o comprimento crítico da trinca dependia do volume, tipo e do tamanho de partículas do agregado a partir de observações experimentais. Desde os anos 1980, modelos com mais de um parâmetro de fratura foram propostos para explicar os processos de fratura em concreto, e a realização de pesquisas e aplicações da mecânica da fratura no projeto de vigas, ancoragem, grandes barragens, e outras aplicações envolvendo a mecânica da fratura.

Segundo Li (2011) vários pesquisadores colaboraram com grande número de ensaios para examinar a aplicabilidade da mecânica da fratura ao concreto, destacando-se entre vários: Bazant em 1984 que desenvolveu uma lei sobre o efeito de escala para modelar a fratura no concreto;

Castro-Montero et al., em 1990 conduziram um teste de interferometria holográfica a laser sobre uma placa de concreto; Ouyang et al., em 1991 aplicaram a técnica de emissão acústica para determinar as posições de microtrincas interna, realizando ensaio de teste de flexão para três pontos em uma viga de concreto.

No Brasil, Borges et.al. (2001) apresentaram aplicações práticas envolvendo questões de cisalhamento de vigas de concreto armado, armadura mínima de flexão de vigas, colapso de tubos de concreto simples, torção em vigas de concreto armado. Guetti, et.al. (2007) difundiram novas metodologias propostas pelo RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions) para caracterização do concreto mediante a mecânica da fratura, considerando diferentes classes de resistência à compressão, utilizando concretos, cimentos e agregados rotineiramente usados no Brasil. Pompeu Neto (2004) avaliou os efeitos do tipo, tamanho e consumo de agregado graúdo no comportamento do concreto de moderada e alta resistência, e as relações entre resistência à compressão, resistência à tração, resistência à flexão e a energia de fratura. Bittencourt (1999) descreveu os processos de fraturamento do concreto estrutural, abordando aspectos teóricos, computacionais e experimentais, ligados à aplicação da mecânica da fratura do concreto; abordagens discretas, modelos discretos bidimensionais e tridimensionais de fraturamento e ainda as metodologias propostas pelo RILEM, assim como o detalhamento da utilização de corpos-de-prova cilíndricos. Ferreira (2002) investigou o comportamento de materiais cimentícios a solicitações de fraturamento através do uso das curvas de resistência ao fraturamento. Lens (2009) estudou diferentes modelos de fratura discreta em concreto simples, em situação de modo I puro e modo misto (modo I e modo II, simultaneamente) empregando dois modelos construtivos da zona coesiva. Borges (2002) analisou os aspectos relevantes do comportamento de vigas de concreto de alto desempenho utilizando os conceitos da mecânica da fratura, desenvolvendo uma metodologia para determinação da tenacidade ao fraturamento do concreto. Desenvolveu ainda, um modelo de fraturamento para vigas de concreto armado sob flexão pura, considerando explicitamente o fenômeno de localização de deformações na compressão.

2.6 Ensaios utilizados em fratura do concreto

A mecânica da fratura pode ser uma ferramenta muito útil para aperfeiçoar o comportamento do concreto tendo a vista os conceitos da mecânica da fratura elástica linear (MFEL) ou da mecânica da fratura elastoplástica (MFEP). Vários são os métodos de ensaios na determinação das propriedades mecânicas do concreto. Segundo Kumar e Barai (2011) esclarecem que amostras de diferentes geometrias são usadas para realizar ensaios de fratura de material quase-frágil, como o concreto. As formas geométricas comumente usadas na realização de ensaios de fratura são prismáticas, utilizando vigas sob flexão em três ou quatro pontos de carregamento, usadas para determinar os parâmetros de fratura. A geometria de três pontos de flexão é um corpo-de-prova prismático utilizado para determinar os parâmetros, tendo a vantagem de poder ser realizado o teste de flexão em viga estável utilizando máquinas de teste padrão, monitorado com carregamento controlado. Kumar e Barai (2011) enfatizam que o Comitê Técnico RILEM 50-FCM-1985, (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches Sur Les Matériaux et Les Constructions - União Internacional de Ensaios e Laboratórios de Pesquisa de Materiais e Estruturas) recomenda as diretrizes para a determinação da energia de fratura de materiais cimentícios conduzindo o Teste de Flexão em Três Pontos (TFTP) deve ter um entalhe sobre a viga para provocar a abertura da fissura, conforme é mostrado na Figura 2.23.

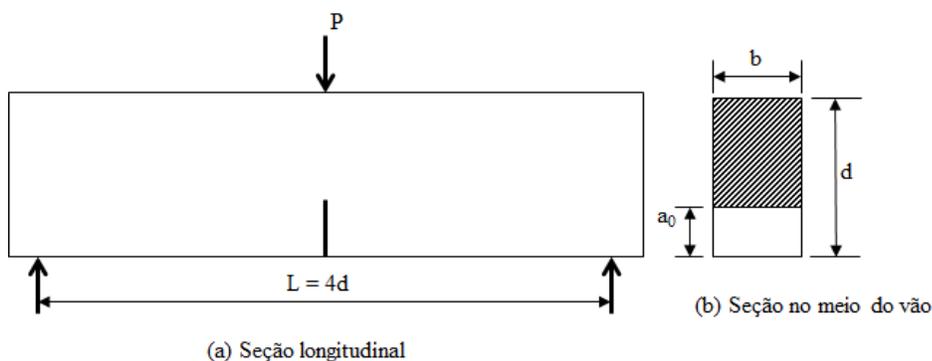


Figura 2.23 - Geometria do teste de flexão em três pontos. Adaptado de Kumar e Barai (2011)

As definições dos parâmetros do teste de flexão em três pontos sugeridos pelo RILEM 50-FCM-1985 são mostradas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Definições dos parâmetros do teste de flexão em três pontos sugeridos pelo RILEM 50-FCM-1985.

Parâmetro	Definição
P	Carga
b	Largura do corpo-de-prova
d	Altura do corpo-de-prova
L	Extensão da viga para o teste
a_0	Comprimento inicial da fissura

Outros métodos utilizados para testes de resistência a flexão e tenacidade à flexão de concreto é conduzido de acordo com a Japan Society of Civil Engineers JSCE (JSCE-SF4/1984) “Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete” - Método de testes para resistência à flexão e tenacidade de concreto reforçado com fibras de aço, American Society for Testing and Materials ASTM (ASTM-C1018/1997) “Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)” – Método de teste padrão da resistência à flexão de concreto reforçado com fibras, usando uma viga com carregamento em quarto pontos, e ASTM C1609/2010 “Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (using beam with fourth-point loading)” – Método de teste padrão para o desempenho à flexão de concreto reforçado com fibras, usando uma viga com carregamento em quatro pontos.

2.7 Durabilidade do concreto

2.7.1 Generalidades

O concreto armado é um elemento indispensável em qualquer atividade que envolva a indústria da construção de médio a grande porte. Bastos (1999) apresentou técnica de fabricação de dormentes de concreto substituindo a madeira. Assim, o concreto armado continua desempenhando um papel importante no desenvolvimento global.

As estruturas de concreto devem possuir requisitos mínimos de qualidade durante o período de construção e utilização. Esses requisitos estão prescritos na NBR-6118/03, expostos a seguir: capacidade resistente, na qual a estrutura deve ter a capacidade de suportar as ações previstas, com margem de segurança; desempenho em serviço consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições de utilização durante toda a sua vida útil; e durabilidade, consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas.

Um conceito amplo sobre material durável se dá quando reúne determinadas expectativas que podem ser fixadas em especificações e variar de um projeto para outro, dependendo dos requisitos de manutenção.

2.7.2 Causas da degradação do concreto armado

Segundo Mather (2004), todo projetista deve incluir nas especificações requisitos específicos necessários para evitar os efeitos deterioradores no local do trabalho, tais como aquecimento e refrigeração, carga e descarga, abrasão, ataque químicos, entre outros.

Embora o concreto armado seja excelente material por sua durabilidade, fatores externos podem provocar falhas prematuras provocando danos à estrutura. No caso das armaduras, a deficiência do recobrimento facilita a penetração de cloretos. A Figura 2.24 ilustra a distinção da degradação do concreto armado.

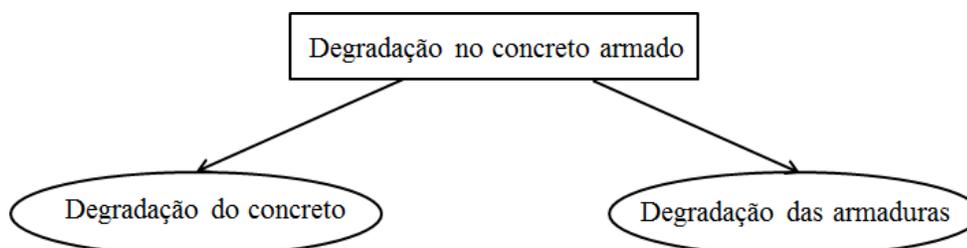


Figura 2.24 - Ilustração de situações de degradação do concreto armado.

Mehta e Monteiro (2006) classificam as causas físicas da deterioração em duas categorias, desgaste superficial e fissuração, mostrada de forma detalhada na Figura 2.25.

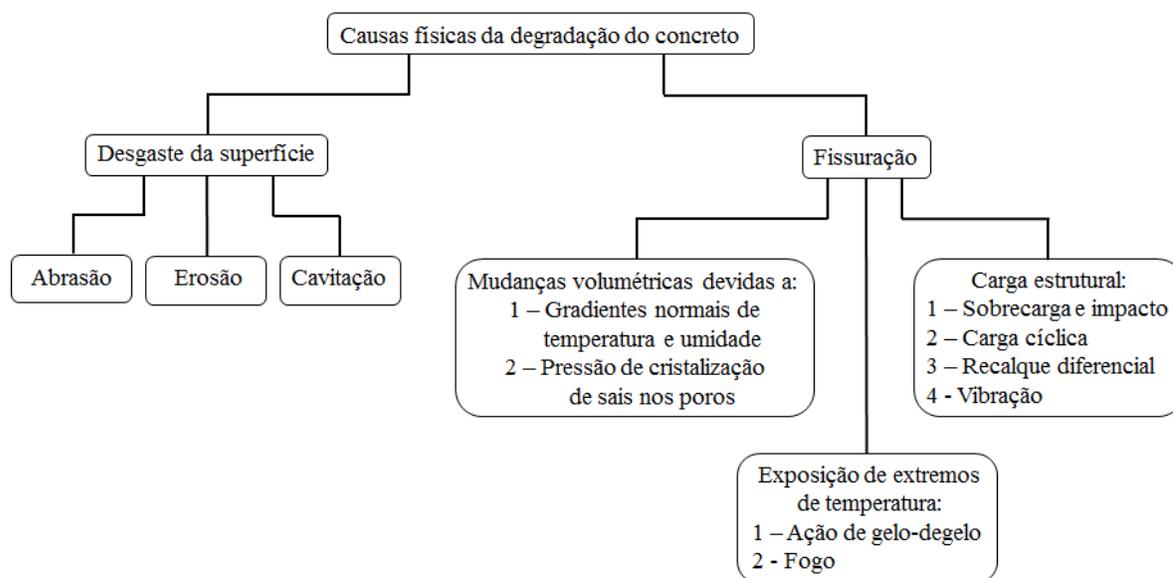


Figura 2.25 - Causas físicas da degradação do concreto

O desgaste abrasivo ocorre quando existe a presença de partículas que estão sempre em movimento relativo. O mais comum dentre os exemplos estão os desgastes em pavimentos e

pisos industriais onde o tráfego de veículos seja intenso. A erosão pode ser definida como o processo de desgaste da superfície através do arrastamento de partículas. No caso hídrico, a ação erosiva é evidenciada pela presença de partículas sólidas em suspensão, ocorrendo principalmente em estruturas hidráulicas. Outro dano causado pelo desgaste é a cavitação que se dá ao fenômeno de vaporização de um líquido pela redução de pressão, identificada pelo surgimento de sinais randômicos de mudança de direção do líquido, fluindo em alta velocidade, ocorrendo comumente em bombas e turbinas hidráulicas.

Outra causa física na degradação do concreto é a fissuração. As fissuras podem promover a condução de vários agentes agressivos ao concreto. Souza e Ripper (2009) reportam que as fissuras podem ser consideradas como a manifestação patológica característica das estruturas de concreto.

A origem das fissuras pode ocorrer devido a mudanças de volume através de gradientes de temperatura e umidade, pressão de cristalização de sais nos poros. Em se tratando de carga estrutural, pode ocorrer em função de sobrecarga, carga cíclica, recalque diferencial, entre outros. A exposição em temperaturas extremas, também são ocorrências que podem levar o concreto a degradação.

Mehta e Monteiro (2006) relatam que as causas de degradação química estão relacionadas a três categorias: hidrólise dos componentes da pasta de cimento por água pura; trocas iônicas entre fluidos agressivos e a pasta de cimento; e reações causadoras de produtos expansíveis, tais como na expansão por sulfatos, reação álcali-agregado e corrosão da armadura no concreto.

A expansibilidade de certos constituintes do cimento podem ocasionar fissuras, desenvolvendo problemas patológicos no concreto. Segundo Souza e Ripper (2009), a cal livre é um dos constituintes do cimento e quando hidratada é expansiva, podendo dar lugar à fissuração superficial do concreto e até mesmo provocar sua debilitação e destruição.

Souza e Ripper (2009) explicam que as reações álcalis-agregados, resultam da interação entre a sílica reativa de alguns tipos de minerais utilizados como agregados e os íons álcalis (Na^+ e K^+) presentes nos cimentos, em percentagem superior a 6%, liberados durante a hidratação dos mesmos, ou ainda, pela penetração de cloretos, contendo estes mesmos íons, no meio do concreto.

Mehta e Monteiro (2006) também explicam que a expansão e fissuração, levando à perda de resistência e módulo de elasticidade do concreto, também podem resultar de reação química envolvendo íons alcalinos e hidroxilas da pasta de cimento Portland e alguns minerais silicosos reativos que podem estar presentes no agregado. Ainda Mehta e Monteiro (2006) relatam que a reação álcali-sílica pode ser uma das causas da deterioração de estruturas localizadas em ambientes úmidos, tais como barragens, cais, pontes e outras estruturas marinhas.

Segundo Mehta e Monteiro (2006) as causas mais comuns da manifestação biológica nas estruturas de concreto resultam da produção de anidrido carbônico que podem ser gerados pelo crescimento de algas ou pequenas plantas que se instalam nos poros da estrutura, acelerando a danificação através de suas raízes. A ação dos sulfetos presentes nas galerias de esgoto, inicialmente em forma de gás sulfídrico (H_2S), quando dissolvidos na água, entram em contato com cálcio do concreto, desencadeando a calcificação do concreto, resultando no amolecimento da pasta de cimento.

2.7.3 Causas extrínsecas na degradação do concreto

A deterioração das estruturas de concreto é uma preocupação desde o processo de execução, pois pode comprometê-la como um todo. As causas extrínsecas que podem comprometer a estrutura são mecanismos que atacam a estrutura da zona externa para interna, durante a execução ou ao longo de sua vida útil.

As causas extrínsecas que contribuem para degradação do concreto estão ilustradas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Causas extrínsecas da degradação das estruturas de concreto. Adaptado de Souza e Ripper (2009).

Ações	Exemplos
Falhas humanas durante o projeto	Inadequação ao ambiente; não interação solo-estrutura.
Falhas humanas durante a utilização	Excesso de cargas; alterações do terreno de fundações.
Mecânicas	Recalque de fundações; acidentes de ações imprevisíveis.
Físicas	Variações de temperatura; atuação da água.
Químicas	Ar e gases; águas agressivas; reações com ácidos e sais.
Biológicas	Raízes de vegetação, microrganismos.

2.7.4 Durabilidade do concreto reforçado com fibras

Embora o uso de concreto reforçado com fibras tenha demonstrado excelente comportamento estrutural, ainda existe a necessidade de compreender a sua durabilidade nos ambientes em que as estruturas de concreto estão expostas.

Reis (2001) relata que os conceitos de patologia, comportamento, durabilidade, vida útil e agressividade do meio ambiente, são elementos básicos para a compreensão da importância de um projeto bem detalhado e coerente com o ambiente no qual se insere a estrutura. O atendimento aos requisitos de qualidade e durabilidade das construções deve ser verificado em todas as etapas do processo construtivo e também nos trabalhos de reparo e reforço.

Tsai et. al. (2009) adicionaram fibras de aço ao concreto para melhorar a tenacidade, resistência à abrasão e impacto resistência do concreto. Utilizaram concreto auto-adensável e aditivo superplastificante para resolver o problema de fluidez e embaralhamento das fibras,

chamadas de “ouriço”, mas também para melhorar e aumentar a durabilidade na construção de pavimentos rodoviários em Taiwan. A durabilidade do concreto reforçado com fibras de aço está na aplicação de técnicas corretas. Como as fibras de aço, são geralmente de diâmetros reduzidos, o volume de óxidos gerados não é suficiente para produzir o lascamento da superfície. A corrosão das armaduras no concreto armado só ocorre se a proteção do cobrimento for insuficiente, podendo-se concluir que as fibras de aço estão menos vulneráveis à corrosão que as armaduras convencionais de concreto armado.

2.8 Corrosão nas estruturas de concreto

2.8.1 Generalidades

Segundo Larson (2005) reporta que a durabilidade é um fator chave aos projetistas, fabricantes e usuários de produtos feitos de metais ferrosos, tais como o aço, pois na presença da umidade, são suscetíveis à corrosão. O concreto armado quando não tratado adequadamente, quanto a fabricação e uso, pode vir a comprometer a estrutura chegando a ruína conseqüente de uma corrosão.

Corrosão pode levar a falhas na infraestrutura tornando oneroso o reparo, além de danos ambientais, e possivelmente dispendiosos em termos de segurança humana. Assim, a decisão sobre o futuro da integridade de uma estrutura de concreto depende de uma avaliação precisa das condições que afetam a taxa de deterioração.

2.8.2 Definições

Ferreira (2009) faz distinção entre conceito e definição. O conceito é uma ação de formular uma ideia por meio de palavras. Aquilo que a mente concebe ou entende, ou seja, é uma frase que diz o que é ou como funciona determinada coisa. A definição determina os limites do verdadeiro sentido com clareza e exatidão. Diante de uma vasta literatura sobre o assunto, percebe-se que os autores pesquisados denotam de um equilíbrio consensual sobre as definições do processo de corrosão.

Broomfield (2007), define corrosão como o processo pelo qual um metal volta novamente ao seu estado natural por uma reação de oxidação com o meio ambiente não-metálico (por exemplo, oxigênio e água).

Gentil (2007) define corrosão como a deterioração de um material, geralmente metálico, por ação química ou eletroquímica do meio ambiente aliada ou não a esforços mecânicos.

Roberge (2008) é um fenômeno destrutivo que afeta quase todos os metais. Em termos gerais, a corrosão é definida como a degradação de um material, geralmente um metal, devido a uma reação com o meio ambiente.

NACE/ASTM G193 (2011a), a deterioração de um material, geralmente um metal, que resulta de uma reação química ou eletroquímica com o meio ambiente.

Callister e Rethwisch (2010), corrosão é definida como o ataque destrutivo e não intencional de um metal.

A todas essas definições, tomando como ponto de vista central o concreto armado, considera-se que a corrosão é um fenômeno patológico que implica na economia mundial da indústria da construção.

Outras definições devem constar neste item, uma vez que as mesmas serão mencionadas posteriormente:

- Anodo corresponde ao eletrodo que sofre reação de oxidação;
- Catodo corresponde ao eletrodo que sofre reação de redução;
- Eletrodo proporciona uma transferência de elétrons entre o circuito e o meio no qual está inserido;
- Lixiviação do concreto é o processo de perda de hidróxido de cálcio existente na massa de concreto em virtude da percolação de água através de seu interior (Fusco 2008);

2.8.3 Corrosão das armaduras

Fusco (2008) afirma que as armaduras de aço dentro da massa de concreto são protegidas contra corrosão pelo fenômeno da passivação do aço, decorrente de grande alcalinidade do meio ambiente, pois o pH da água existente nos poros atinge valores superiores a 12,5. Quando o pH atinge esta alcalinidade, as barras de aço são protegidas por uma camada impermeável de óxido de ferro, chamada de película passivadora, impedindo a dissolução do ferro, ou seja, não permite que haja corrosão.

Segundo Gyrov (2009), quando o pH reduz para aproximadamente 9,0 a camada de película passivadora de óxido de ferro é destruída, ocorrendo então a corrosão. Outras ocorrências da corrosão são os níveis críticos de poluição atmosférica, presença de íons cloreto ou lixiviação (erosão) através da percolação da água na massa do concreto.

A corrosão das armaduras evolui com a presença de umidade e oxigênio. Com a penetração do oxigênio nos poros do concreto, chega até as barras de aço provocando a danificação da

película passivadora. Segundo Mehta e Monteiro (2006) as reações químicas que envolvem a formação de produtos expansivos no concreto endurecido podem levar a certos efeitos deletérios, como deformação e deslocamento em diferentes partes da estrutura, manifestando-se em seguida a fissuração e ao lascamento e pipocação do cobrimento da armadura.

A água é um dos principais veículos para deterioração do concreto, contribuindo como fonte dos processos químicos de degradação. Uma estrutura de concreto exposta em um ambiente contendo cloreto permite o início da corrosão pelas regiões fissuradas, denominadas regiões anódicas. A carbonatação é outra causa da corrosão dos vergalhões das armaduras de concreto. A velocidade de penetração dos cloretos dependerá não somente do tamanho da fissura, mas também da espessura de recobrimento.

A profundidade de carbonatação pode ser verificada, aplicando uma solução alcoólica de fenolftaleína sobre o concreto, que deve assumir uma coloração violeta na área não carbonatada e se o indicador em contato com a superfície testada não altera a cor do concreto, identifica uma área carbonatada.

Corrosão na barra de aço do concreto armado é um processo eletroquímico que ocorre em meio aquoso. A corrosão é iniciada quando a película passivadora é destruída, ou seja, é formada uma película de eletrólito sobre a superfície das barras de aço, causada pela presença de umidade no concreto. A transformação de ferro metálico a produtos de corrosão avermelhados pulverulentos e porosos, denominados ferrugem é acompanhado por um aumento no volume que depende do estado de oxidação. Este aumento de volume é a principal causa da expansão e fissuras no concreto. A Figura 2.26 ilustra a expansão e fissuração do concreto.

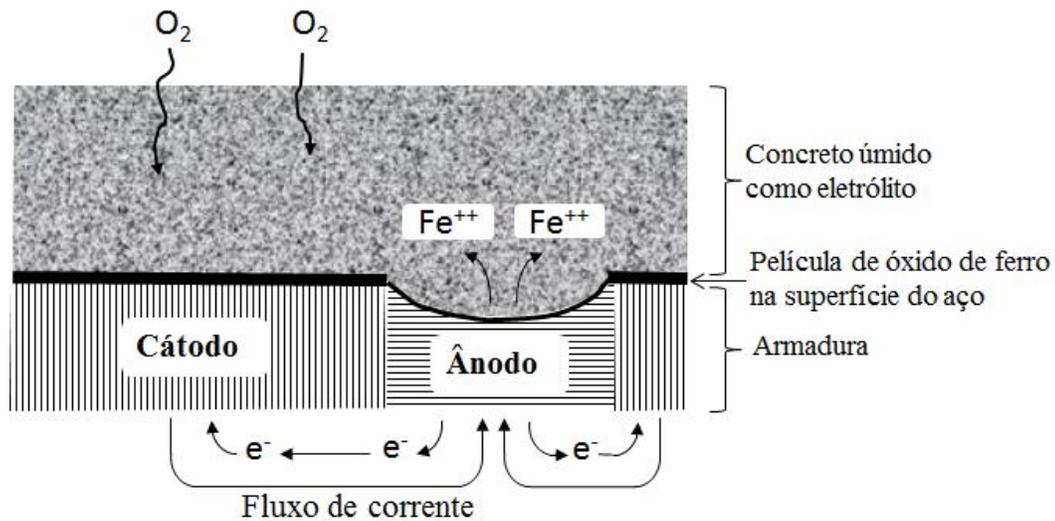


Figura 2.26 - Processos anódicos e catódicos na corrosão

O dano ao concreto decorrente da corrosão das barras de aço dentro do concreto se manifesta na forma de expansão, fissuração e finalmente o lascamento do cobrimento, ilustrado pela Figura 2.27. Além da perda do cobrimento, a peça de concreto armado podem sofrer danos estruturais devido à perda de aderência entre a barra de aço e concreto além da redução da área da seção transversal da armadura.



Figura 2.27 - Fotografia de dano ao concreto decorrente da corrosão da barra de aço num pilar do trapiche localizado em Magalhães Barata, município do nordeste do estado do Pará.

2.8.4 Fases da corrosão

Diferentes estágios de desenvolvimento de dano de corrosão são identificados na vida útil da estrutura: estágio de fissuração nas primeiras idades, início do processo de corrosão e estágio de propagação.

O estágio de fissuração nas primeiras idades ou período de iniciação da corrosão é delimitado pelo tempo do agente agressivo atravessar as fissuras contidas no revestimento do concreto até atingir a película de passivação da armadura. Após o rompimento da película de passivação a qual é a defesa e garantia contra deterioração da armadura, inicia o processo de corrosão, com a presença de íons cloretos que são agentes agressivos, que podem atravessar o revestimento ou estar presente na própria massa do concreto, impregnada pela água de amassamento. A partir deste estágio a corrosão começa a se propagar até atingir a fragmentação da massa do concreto.

A Figura 2.28 representa uma versão modificada do modelo simplificado de Tuutti 1982, apud Cusson et. al. (2010).

Fases da corrosão

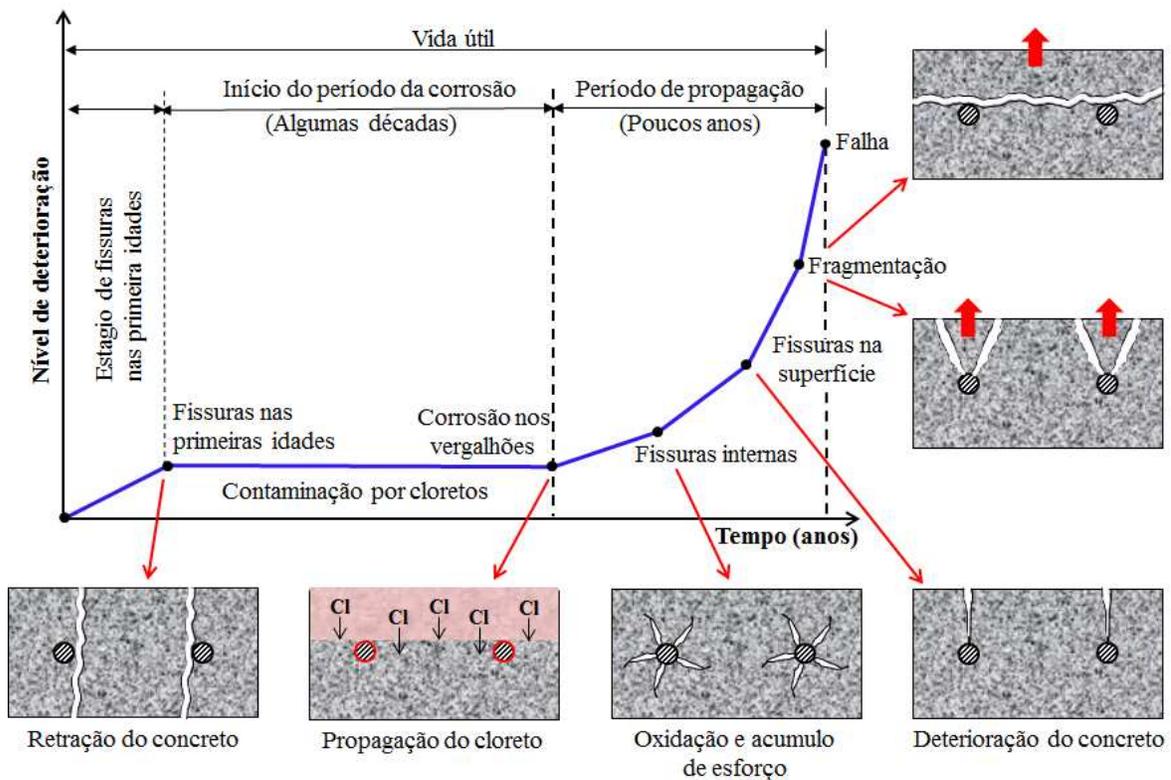


Figura 2.28 - Descrição esquemática de vida útil de uma estrutura de concreto. Cusson et. al. 2010.

Com o tempo, cada etapa se desenvolve em níveis mais altos de danos, que incluem: início das fissuras devido à retração restringida; início da corrosão das armaduras, após um período relativamente longo de difusão do cloreto através do concreto; fissuras internas em torno das barras de reforço, devido à acumulação de produtos de corrosão; fissuras de superficiais devido à progressão de fissuras de corrosão induzida; fragmentação do cobrimento do concreto; e finalmente a falha na estrutura de concreto.

2.8.5 Concreto exposto em meios salinos

As estruturas marítimas como cais, estacas, quebra-mares, marinas, entre outras, estão expostas principalmente a processos de deterioração física e química. Essas estruturas estão expostas à água do mar, ou ainda pela atmosfera contaminada oriunda do carreamento do sal do mar. A ação química pode estar associada à química dos constituintes da água do mar, afetando a pasta de cimento, corroendo as armaduras e desgastando superficialmente as estruturas e provocando erosão pelo impacto das ondas.

Segundo Metha e Monteiro (2006) a maioria das águas marítimas são razoavelmente uniformes quanto a composição química, que é caracterizada pela presença de cerca de 3,5% do peso em sais solúveis.

Kosa e Naaman (1990) estudaram o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço, expostos em 3,5 por cento em solução de cloreto de sódio, considerando duas situações: o efeito de corrosão nas fibras de reforço do concreto e o efeito de fibras pré-corroídas. O efeito corrosivo foi avaliado através das propriedades mecânicas do compósito em tração, flexão e compressão após exposição de 2, 6 e 9 meses em temperaturas de 20, 50 e 80°C; avaliação da superfície corroída das fibras e medições do diâmetro mínimo da fibra após a exposição. Todos os resultados experimentais indicaram que, depois de um determinado grau de corrosão tenha ocorrido, diminuição resistência e tenacidade com um aumento no grau de corrosão e que estas propriedades mecânicas foram afetadas pela redução do diâmetro mínimo da fibra. Após seis meses em exposição, mostrou ferrugem grave na sua superfície e 10% de redução no diâmetro mínimo da fibra. Os resultados não indicaram qualquer redução significativa na resistência à compressão e tenacidade.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo será discutida a estratégia pela qual foi proposto o objetivo da pesquisa. Os materiais e os procedimentos foram baseados em relação aos estudos feitos por Carnio (2009), fibras de aço e Jiang e Banthia (2010), fibras de polipropileno. Assim, será descrito os materiais utilizados e os procedimentos dos ensaios para avaliar o comportamento estrutural de cada amostra, e a partir da escolha dos ensaios e materiais empregados nesta pesquisa, decidiu-se desenvolver estratégias do fluxograma de execução ilustradas na Figura 3.1.

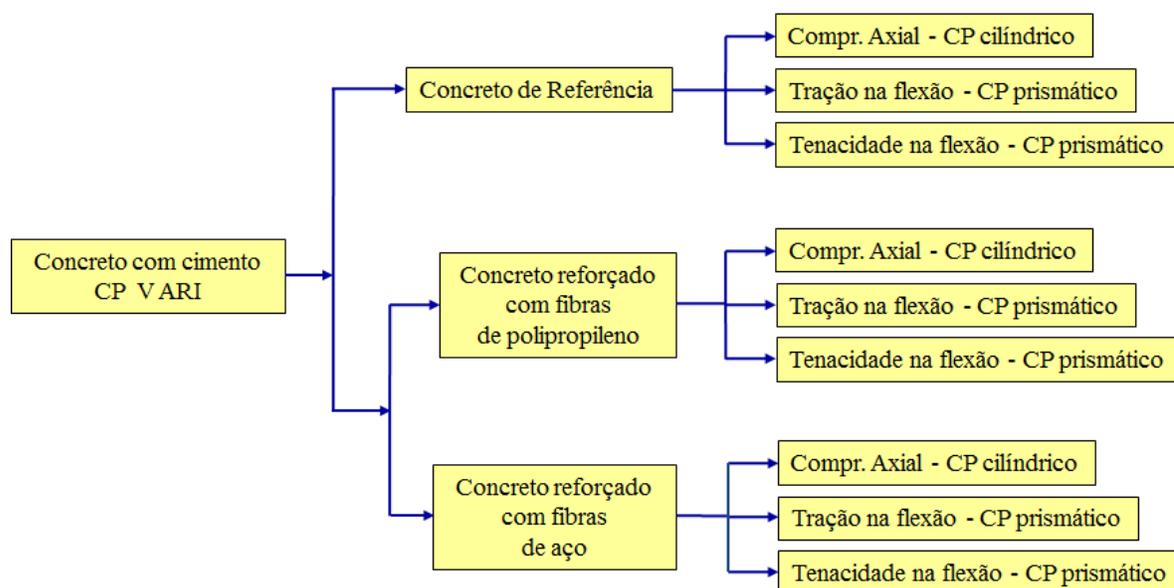


Figura 3.1 - Fluxograma de execução dos ensaios

A partir do CP V-ARI descrito no fluxograma de execução foi realizado ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão, do concreto de referência (CR), concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e do concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP).

As Figura 3.2, Figura 3.3 e Figura 3.4 apresentam os fluxogramas do concreto de referência (CR), concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) e concreto reforçado com fibras de

aço (CRFA). Os ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão dos CRFP e CRFA correspondem à mesma quantidade de corpos-de-prova do CR, ou seja, dois corpos-de-prova aos 28 dias, dois corpos-de-prova aos 60 dias em meio normal e dois corpos-de-prova em meio agressivo.

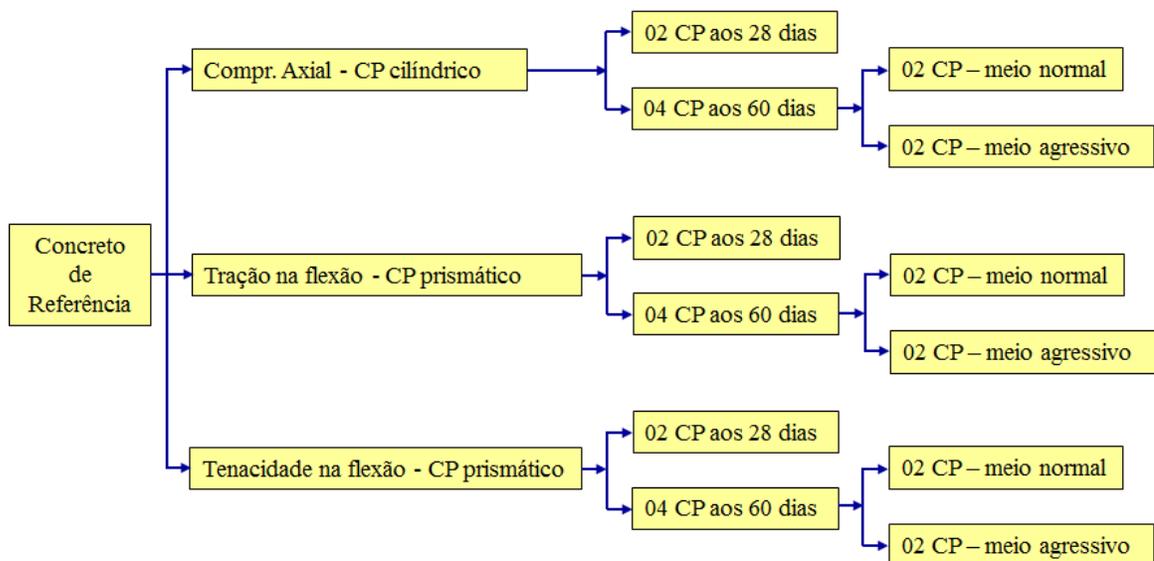


Figura 3.2 - Fluxograma da quantidade e idade das amostras que foram ensaiadas com CR

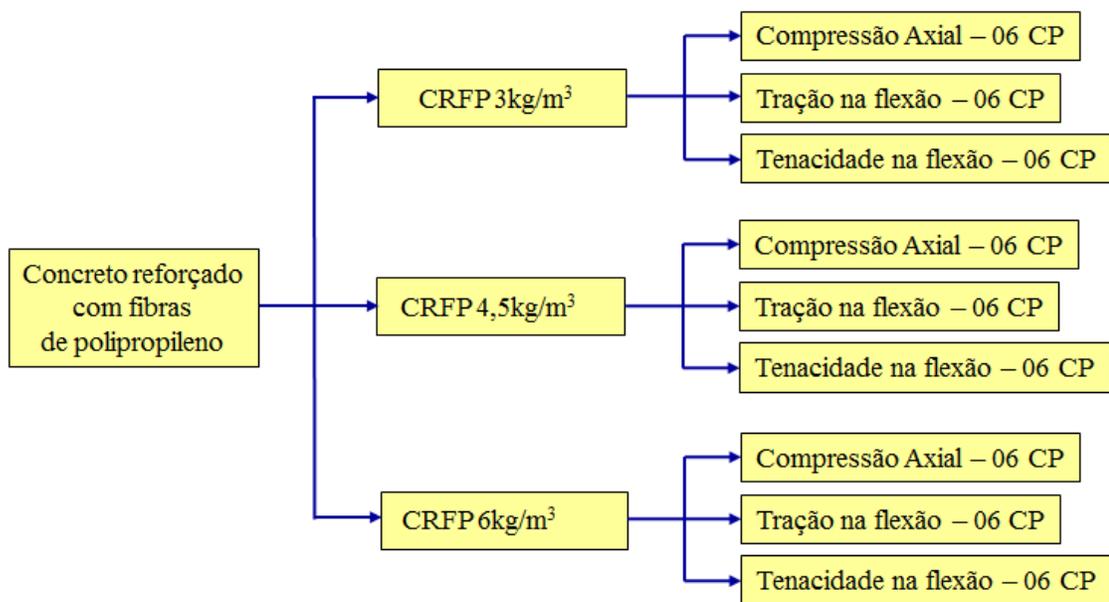


Figura 3.3 - Fluxograma da quantidade e idade das amostras que foram ensaiadas com CRFP

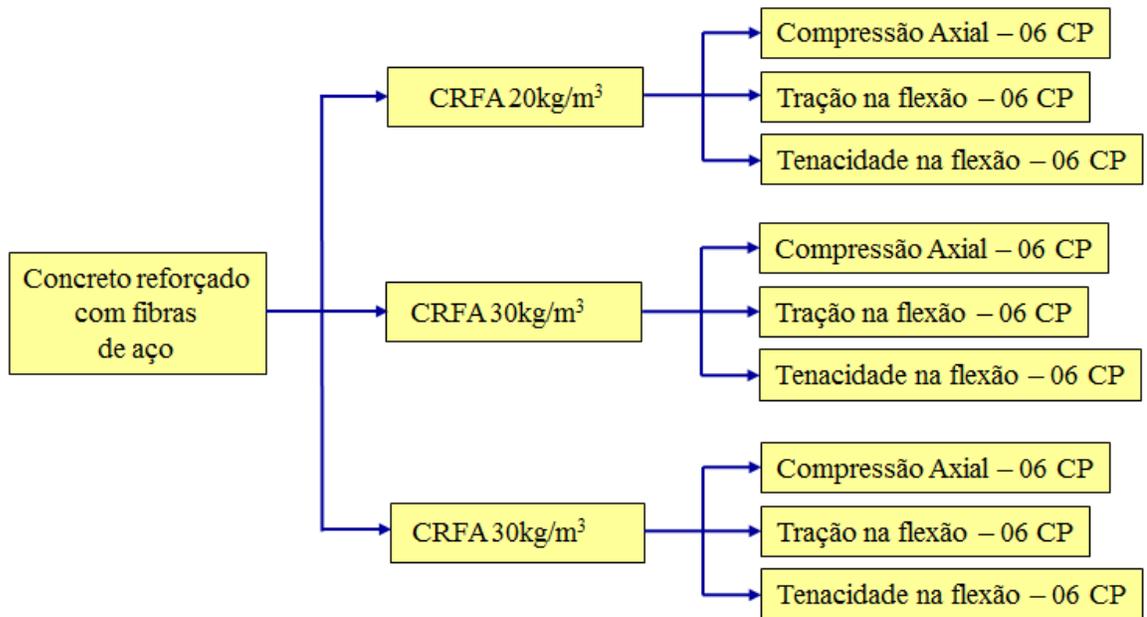


Figura 3.4 - Fluxograma da quantidade e idade das amostras que foram ensaiadas com CRFA

Para melhor compreensão da quantidade total dos corpos-de-prova confeccionados, são mostrados na ilustração do fluxograma da Figura 3.5.

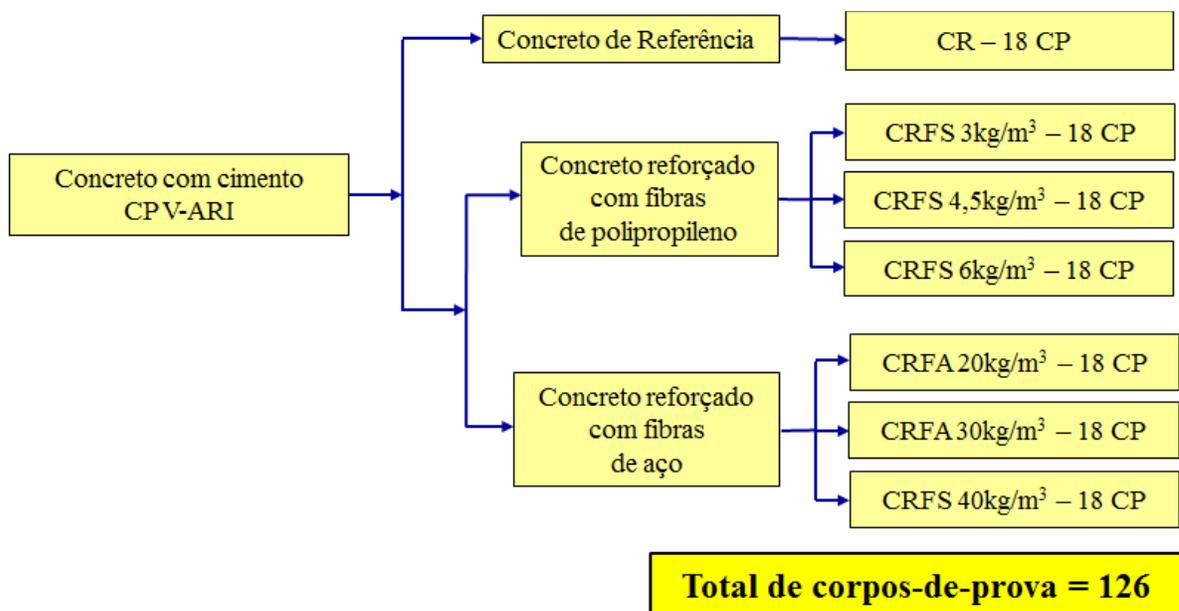


Figura 3.5 - Fluxograma de totalização dos corpos-de-prova ensaiados

Foram confeccionados dois corpos-de-prova (CP) para cada idade de rompimento (28 dias em câmara úmida, 60 dias em meio normal e 60 dias em meio agressivo), correspondente aos ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão, totalizando 18 corpos-de-prova para o concreto de referência (CR), 54 corpos-de-prova (18 CP para dosagem de 3kg/m³, 18 CP para dosagem de 4,5kg/m³ e 18 CP para dosagem de 6kg/m³) para o concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) e 54 corpos-de-prova (18 CP para dosagem de 20kg/m³, 18 CP para dosagem de 30kg/m³ e 18 CP para dosagem de 40kg/m³) para o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), perfazendo um total de 126 corpos-de-prova confeccionados.

A revisão bibliográfica norteou e definiu as estratégias para a escolha do binômio “ensaios e materiais”, que permitiu a variação da geração dos compósitos com a incorporação de fibras de aço e fibras de polipropileno. O estudo constituiu dos ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão em corpos-de-prova com concreto reforçados com fibras de aço e fibras de polipropileno e para efeito de comparação entre as demais amostras, foram moldados e ensaiados corpos-de-prova com CR, ou seja, sem adição de fibras.

Os procedimentos relacionados aos ensaios foram realizados no Laboratório da Concre-Test (Controle Tecnológico de Concreto e Aço S/C Ltda), localizada na cidade de Campinas/SP, no Laboratório de Materiais de Construção e Estrutura da Faculdade de Engenharia Civil, do Centro de Ciências Exatas, Ambientais e de Tecnologias (CEATEC) da Pontifícia Universidade Católica de Campinas - PUC/Campinas e no Laboratório de Ensaios Mecânicos do Departamento de Engenharia de Materiais (DEMA) da Faculdade de Engenharia Mecânica da Universidade de Campinas (UNICAMP).

3.1 Materiais utilizados

O propósito da pesquisa é analisar o potencial dos materiais utilizados para confecção do concreto de referência, bem como os concretos reforçados com fibras de polipropileno e fibras de aço que estão descritos a seguir, objetivando a caracterização de cada componente.

3.1.1 Cimento

O cimento Portland é o principal responsável pela transformação da mistura de materiais que compõem as argamassas e concretos, com oito opções disponíveis no mercado nacional, descritos a seguir: Cimento Portland comum (CP I); Cimento Portland composto (CP II); Cimento Portland de Alto-Forno (CP III); Cimento Portland Pozolânico (CP IV); Cimento de Alta Resistência Inicial (CP V-ARI); Cimento Portland Resistente a Sulfatos (RS); Cimento de Baixo Calor de Hidratação (BC); e Cimento Portland Branco (CPB).

O cimento utilizado neste trabalho foi o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (ARI), tipo CP-V, obtendo alta resistência nas primeiras semanas em função da moagem mais fina do cimento, conseguindo dessa forma ao reagir com a água adquirir elevada resistência, com maior velocidade. Utilizado largamente em produção de artefatos de concreto, pisos industriais, entre outros.

A resistência à compressão do CP V-ARI utilizado neste trabalho foi obtida através de corpos-de-prova cilíndricos de 50x100mm e foram confeccionados com argamassa composta de uma pasta de cimento, três tipos de areia normalizada e relação água/cimento de 0,48 de acordo com os procedimentos contidos na norma da ABNT-NBR 7215/96.

O índice de finura do cimento é o grau da porcentagem de grãos menores que passam pela peneira 200 (abertura da malha de 75 μm), determinado de acordo com as orientações da norma da ABNT NBR 11579/91. A finura governa a velocidade da reação de hidratação do cimento, influencia na qualidade da pasta das argamassas e concretos e o aumento da finura melhora a resistência, particularmente nas primeiras semanas.

3.1.2 Agregados

Os agregados levam uma parcela significativa na composição do concreto, tendo a responsabilidade pela economia diante das proporções constituintes do concreto.

Material natural de propriedades adequadas ou obtido por fragmentação artificial de pedra, de dimensão nominal máxima inferior a 100mm e de dimensão nominal mínima igual ou superior a 0,075 mm (NBR 7225/93).

Os agregados são classificados em grãos, cujas dimensões nominais estão compreendidas entre 100 e 4,8mm e agregados miúdos cujas dimensões nominais compreendidas entre 4,8 e 0,075mm. A classificação da areia segue a seguinte ordem: areia grossa, dimensões nominais compreendidas entre 2mm e 1,20mm; areia média, dimensões nominais compreendidas entre 1,20mm e 0,42mm; e areia fina, cujas dimensões nominais compreendidas entre 0,42mm e 0,075mm.

Compreendem os agregados grãos a pedra britada ou brita ou pedregulho muito grosso, grosso e médio. Segundo a NBR 7225-93, o agregado grão deve ser classificado de acordo com as dimensões nominais, a saber: brita nº 1, compreendida no intervalo entre 4,8 a 12,5mm; brita nº 2, compreendida no intervalo entre 12,5 a 25mm; brita nº 3, compreendida no intervalo entre 25 a 50mm; brita nº 4, compreendida no intervalo entre 50 a 76mm; e brita nº 5, compreendida no intervalo entre 76 a 100mm.

A determinação da composição granulométrica dos agregados deve ser destacada com duas definições. Dimensão máxima característica, corresponde à abertura nominal em milímetros, da malha da peneira da série normal ou intermediária, na qual o agregado apresenta uma percentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa. A segunda definição é o módulo de finura, sendo a soma das percentagens retidas acumuladas em massa de um agregado, nas peneiras da série normal, dividida por 100.

O ensaio resulta de curvas de distribuição granulométricas que devem compreender a certos limites fixados pela norma NBR 7225-93, com objetivo de apresentar após a mistura o mínimo de volume de espaço entre as partículas, contribuindo à economia do composto, uma vez que a pasta de cimento é a mais onerosa. A composição granulométrica é representada por uma curva que tem como abscissa as aberturas das peneiras e como ordenada as percentagens acumuladas.

Os agregados foram adquiridos no comércio local, onde a estocagem é realizada de forma inadequada, havendo necessidade de um peneiramento grosseiro do agregado miúdo.

Com objetivo de retirar o excesso de umidade da areia, a mesma foi espalhada, seca ao ar livre e peneirada grosseiramente para a retirada de impurezas e a fração de agregado graúdo. A Figura 3.6 mostra a areia antes e depois do peneiramento.



Figura 3.6 - Fotografia das condições da areia utilizada neste trabalho: (a) areia seca antes do peneiramento; (b) impurezas encontradas no peneiramento

3.1.3 Aditivo

Produtos químicos destinados à combinação de adicionar em pequena proporção em argamassas e concretos, modificarem no sentido favorável, as propriedades desse aglomerado no estado fresco e/ou endurecido, são denominados de aditivos. Além de melhorar e facilitar a confecção e lançamento, esses aditivos melhoram as características mecânicas, impermeabilidade, trabalhabilidade, fluidez e durabilidade.

O aditivo empregado neste trabalho foi o superplastificante de terceira geração, conforme especificação técnica do produto apresentada na Tabela 3.1. Metha e Monteiro (2006) denominam aditivos superplastificantes, também chamados aditivos redutores de água e alta eficiência, aqueles capazes de reduzir o teor de água de três a quatro vezes, em dado traço de concreto, quando comparados a aditivos redutores normais.

Tabela 3.1 - Especificação técnica do aditivo GLENIUM 54 utilizado neste trabalho

Função	Aditivo superplastificante de terceira geração para concreto
Base química	Éter policarboxílico
Aspecto	Líquido
Ação secundária	Redutor de água
Densidade	1,067 a 1,107 g/cm ³
Dosagem	0,2 a 1,0 % sobre o peso de cimento

Além das características técnicas, o aditivo empregado nesta pesquisa propicia as seguintes propriedades e benefícios, conforme dados do fabricante expostas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Propriedade e benefícios do aditivo GLENIUM 54 empregado neste trabalho

Estado fresco	Estado endurecido
Redução da relação entre água e cimento	Aumenta a resistência à compressão e flexão
Aumento da coesão e redução da segregação	Aumenta o módulo de elasticidade
Não altera o tempo de pega do cimento	Redução de permeabilidade
Reduz o tempo de cura ambiente	Redução de fissuras
Facilita o adensamento e lançamento	Aumenta a durabilidade do concreto
Facilita o bombeamento	Melhor acabamento do concreto endurecido

3.1.4 Fibras

A presente pesquisa utilizou dois tipos de fibras, polipropileno e aço. As características técnicas da fibra de polipropileno estão descritas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Especificação técnica da fibra de polipropileno de acordo com o fornecedor utilizada neste trabalho

Configuração	Mistura de macrofibra 70% (fita) e microfibra 30% (fibrada)
Base química	Produto de polipropileno (poliolefínico)
Coloração	Branco
Massa específica	0,91 g/cm ³
Comprimento	40 mm
Resistência à tração	620 a 690 MPa
Estabilidade química	Excelente
Absorção	Nenhuma

A Figura 3.7 mostra as fibras de polipropileno utilizadas no trabalho. Estas fibras são uma mistura de macrofibras com microfibras altamente modificadas.

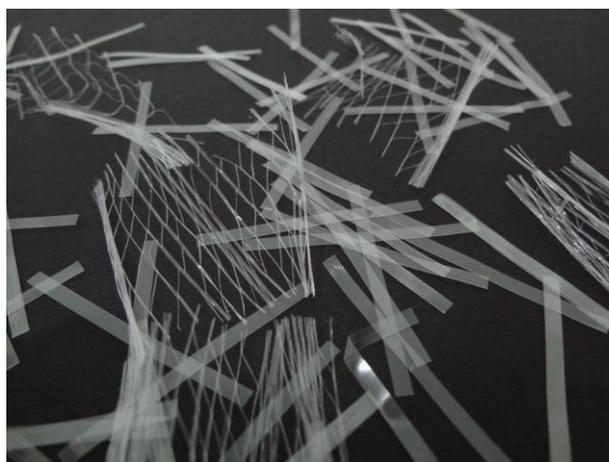


Figura 3.7 - Fotografia das fibras de polipropileno (fita e fibrilada) utilizadas neste trabalho

A geometria e as características técnicas da fibra de aço utilizada no trabalho estão esquematizadas na Figura 3.8.

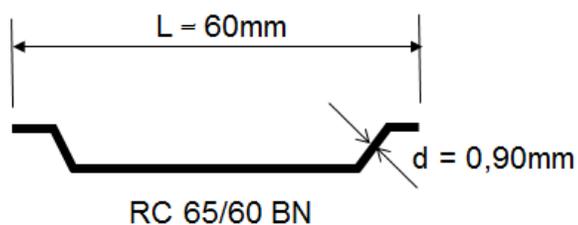


Figura 3.8 - Geometria e características técnicas da fibra de aço utilizada neste trabalho

Observa-se, nessa Figura 3.8, que as fibras do tipo RC 65/60 BN, possuem dupla ancoragem nas extremidades (representada pela letra R), são produzidas em pentes coladas entre si (letra C), possuem fator de forma (l/d) igual a 65 (representado pelos algarismos arábicos 65), possuem comprimentos de 60 mm (representado por 60), sem revestimento (representado pela letra B) e aço de baixo teor de carbono (representado pela letra N).

A Tabela 3.4 apresenta as características técnicas das fibras de aço RC 65/60 BN utilizadas nesta pesquisa.

Tabela 3.4 - Especificação técnica das fibras de aço carbono de acordo com o fabricante utilizadas neste trabalho

Processo de fabricação	Fios de aço carbono trefilados
Composição do aço	Baixo teor de carbono
Seção transversal	Circular
Resistência à tração	> 1000 MPa
Comprimento	60 mm
Diâmetro	0,90mm
Fator de forma (l/d)	65
Classe	65
Forma geométrica	Extremos dobrados (gancho terminal)
Produção	Pentes colados (fibras coladas entre si)

As fibras de aço utilizadas nesta pesquisa foram ensaiadas no laboratório de ensaios mecânicos do DEMA/FEM/UNICAMP, no equipamento servo-hidráulico, modelo 810 FlexTest 40-MTS fixando-as pelas extremidades. A Tabela 3.5 apresenta os resultados dos ensaios de tração.

Tabela 3.5 - Limite de resistência à tração das fibras utilizadas neste trabalho

CP	Diâmetro inicial (mm)	Carga máxima (N)	Limite de resistência à tração (MPa)
1	0,90	668	1050
2	0,90	698	1097
3	0,90	676	1062

A Figura 3.9 mostra as fibras de aço do tipo coladas em forma de pente, usadas nesta pesquisa.



Figura 3.9 - Fotografia das fibras e pentes de fibras de aço utilizadas neste trabalho

3.1.5 Água e Cloreto de sódio

A água utilizada para amassamento da mistura foi a potável da rede de abastecimento público da cidade de Campinas/SP. O relatório anual de 2010 da qualidade da água tratada pela SANASA/Campinas referentes ao ano de 2010 (ano em que foram confeccionados os corpos-de-prova) registraram um pH médio de 6,8 e tendo como faixa de variação entre 6,0 a 9,5 pH de acordo com as recomendações das legislações vigentes.

Uma das fases da pesquisa é o rompimento de corpos-de-prova após 60 dias imersos em adição de cloreto de sódio em água destilada. A necessidade de imersão se refere à avaliação da degradação das amostras de concreto expostas à dissolução de cloreto de sódio no teor de 30g/l.

3.2 Produção dos compósitos

A produção de compósito é representada pela caracterização dos materiais componentes até o preparo do concreto, representando uma das etapas mais importantes da construção civil, precisando de conhecimento tecnológico para sua realização. A NBR 12665/96 dispõe de recomendações para produção nas condições exigíveis para seu preparo, listando as etapas de execução: caracterização dos componentes do compósito, conforme a NBR 12654/2000; estudo da dosagem do compósito; ajuste e aprovação do traço do compósito; e preparo do compósito.

A pesquisa foi direcionada objetivando a produção de corpos-de-prova com concreto de referência, concreto reforçado com fibras de aço e com fibras de polipropileno.

Segundo CARNIO (2009), Concreto de Referência é um concreto simples de resistência convencional, sem adição de fibras. Esta referência é estabelecida através da avaliação do comportamento mecânico após seu endurecimento caracterizado pelos ensaios de compressão axial e tração na flexão e tenacidade na flexão.

Quanto ao concreto fresco foi considerado o abatimento, também conhecido como “*Slump Test*”, com 150 ± 10 mm para o concreto de referência, e 120 ± 10 mm para os concretos com fibras de aço e de polipropileno, obtidos em literatura especializada.

A sequência de procedimentos adotado na produção do concreto de referência reflete na obtenção do traço 1:1,85:2,77:0,55, obedecendo a seguinte ordem de materiais utilizados, no traço por metro cúbico de concreto: consumo de cimento de 385 kg; consumo de areia de 713 kg; consumo de brita de 1.065 kg; consumo de água de 212 litros; e consumo de aditivo (0,16%) de 0,616 litros.

Na preparação dos compósitos de concreto reforçado, foram utilizados teores de fibras de aço com base no trabalho de Carnio (2009), e teores de fibras de polipropileno com base no trabalho de Jiang e Banthia (2010), nas proporções mostras na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Teores de fibras e dosagens utilizadas neste trabalho

Compósito	Teores de fibras (%) - dosagens (kg/m ³)		
CRFA	0,25 - 20	0,38 - 30	0,50 - 40
CRFP	0,33 - 3,0	0,50 - 4,5	0,66 - 6,0

Para a produção dos corpos-de-prova foi obedecida a seguinte sequência: pesagem dos materiais; utilização de betoneira com capacidade de mistura de 220 litros; e moldagem dos corpos-de-prova.

Segundo Li (2011) os procedimentos de produção do concreto, deve seguir uma sequência, desde a colocação da matéria-prima na betoneira seguida da mistura, com tempo previsto de mistura necessária para cada etapa. Esse procedimento influencia diretamente na trabalhabilidade do concreto fresco e indiretamente em algumas propriedades do concreto endurecido. Os materiais adicionados na betoneira seguiram as sugestões de Li (2011):

- a) Foi adicionado cuidadosamente o agregado graúdo sem que houvesse perda do material pulverulento. Em seguida foi adicionado o cimento e agregado miúdo e tampada a boca da betoneira para prevenir a integridade dos componentes. Num intervalo médio de um minuto os componentes foram misturados e em seguida foram adicionados 50% de água misturando-se por mais dois minutos;
- b) Após esta etapa, com o auxílio de uma colher de pedreiro foi feita a raspagem dos materiais aderidos nas paredes da betoneira. Passados os dois minutos de mistura foram adicionados gradativamente as fibras para evitar a formação de ouriços (acúmulo isolado de fibras na mistura);

- c) A etapa seguinte foi a adição de aditivo superplastificante, lançado em toda mistura dos componentes contidos na betoneira e finalmente a lavagem do frasco que continha o aditivo com o restante da água, completando um intervalo de tempo correspondente a três minutos. A Figura 3.10 mostra a betoneira com a mistura dos componentes do concreto e a mistura concluída.



Figura 3.10 - Fotografia da mistura dos componentes do concreto: (a) Betoneira com a mistura; (b) Mistura concluída utilizada neste trabalho

A etapa que antecede a moldagem dos corpos-de-prova foi a limpeza e borrifamento com produto desmoldante nas formas. Este procedimento foi necessário para não ocorrer fragmentação do corpo-de-prova na hora da desforma. A Figura 3.11 mostra o borrifamento nas formas.



Figura 3.11 - Fotografia do borrifamento nas formas utilizadas na confecção dos corpos-de-prova

O concreto foi colocado nas formas em número de duas camadas. Antes do adensamento de cada camada, o concreto foi lançado e distribuído uniformemente dentro da forma. O adensamento foi manual e a cada camada o operador golpeou a mistura de maneira uniforme em toda seção da forma, em número de 75 golpes. Na camada seguinte, o operador socou de maneira a não penetrar a haste na camada já adensada.

A última camada foi sobrepassada no topo da forma, facilitando o respaldo, utilizando-se uma régua metálica. Após o adensamento do concreto, a superfície das formas foi alisada com colher de pedreiro.

A Figura 3.12 mostra a sequência do lançamento e adensamento do concreto nas formas.



Figura 3.12 - Fotografia do lançamento e adensamento nas formas para confecção dos corpos-de-prova utilizados neste trabalho: (a) lançamento nas formas; (b) adensamento do concreto.

Após a moldagem, as formas foram protegidas com uma lona, com o objetivo de evitar a perda de água do concreto e protege-las contra as intempéries. Os corpos-de-prova foram retirados das formas após 24 horas do início da moldagem.

Para cada tipo de concreto, ou seja, concreto de referência (CR), concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) e concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) foram confeccionados corpos-de-prova e levados a uma câmara úmida, os quais permaneceram expostos num período de 28 dias, de acordo com as orientações da norma NBR 6118/03. A Figura 3.13 mostra os corpos-de-prova confinados em câmara úmida.



Figura 3.13 - Fotografia dos corpos-de-prova utilizados neste trabalho confinados em câmara úmida

Após a idade de 28 dias, os outros dos corpos-de-prova foram colocados em dois ambientes, o primeiro em ambiente normal (ao ar), em média 25°C, e ambiente agressivo (em solução aquosa de 3% em peso de cloreto de sódio) durante 60 dias, completando-se assim os 88 dias de idade. A Figura 3.14 mostra os corpos-de-prova expostos em meios normal e agressivo.



Figura 3.14 - Fotografia dos corpos-de-prova utilizados neste trabalho: (a) expostos em ambiente normal (ao ar); (b) expostos em meio agressivo em solução aquosa em 3% em peso de NaCl

Os ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão, foram realizados aos 28 e 88 dias, respectivamente. Os corpos-de-prova que foram ensaiados aos 88 dias, ficaram

expostos durante 60 dias, a partir dos 28 dias, nos meios normal (ao ar) e agressivo (em solução aquosa de 3% em peso de cloreto de sódio).

3.2.1 Ensaio de compressão axial

Após a permanência durante 28 dias em câmara unida, os corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 100x200mm de concreto de referência (CR), concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) e concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) foram ensaiados à compressão axial segundo a norma NBR 5739/94. Uma série de corpos-de-prova foi confinada em ambiente de laboratório durante 60 dias e outra série em mesmo número de dias foram imersos em tanques em solução aquosa de 3% em peso de cloreto de sódio, como objetivo verificar a influência dos dois tipos de fibras adicionadas ao concreto.

Segundo a norma NBR 5739/94, a resistência à compressão foi obtida, dividindo-se a carga da ruptura pela área da seção transversal do corpo-de-prova, devendo o resultado ser expresso em MPa. A Figura 3.15 mostra a prensa hidráulica para ensaio de compressão axial de marca Kratos Série-2931, com capacidade de 120 toneladas.



Figura 3.15 - Fotografia da prensa utilizada neste trabalho: (a) Vista geral da prensa hidráulica para ensaio de compressão axial; (b) Detalhe do rompimento do corpo-de-prova

3.2.2 Ensaio de tração na flexão

Os corpos-de-prova foram rompidos nas idades de 28 dias expostos em câmara úmida, e aos 60 dias em exposição em meios normal e agressivo, baseado na norma ASTM C1609/C1609M-10.

A Figura 3.16 mostra o dispositivo de carregamento em quatro pontos.

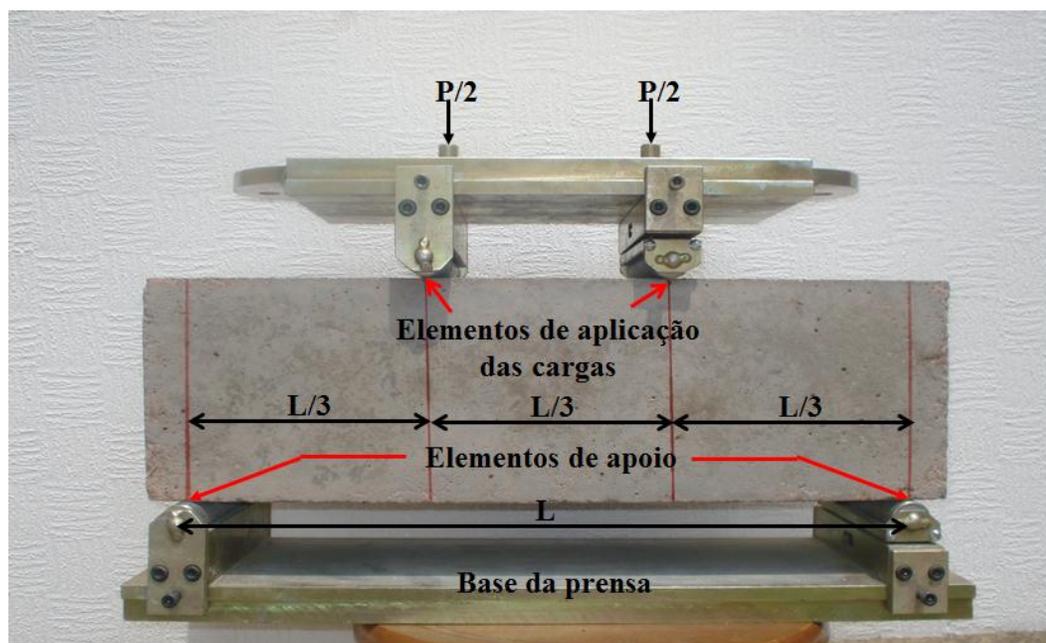


Figura 3.16 - Fotografia do dispositivo de flexão

É de salientar que o diagrama de tensões é representado conforme é mostrado no esquema do corpo-de-prova e o diagrama de momento fletor na Figura 3.17.

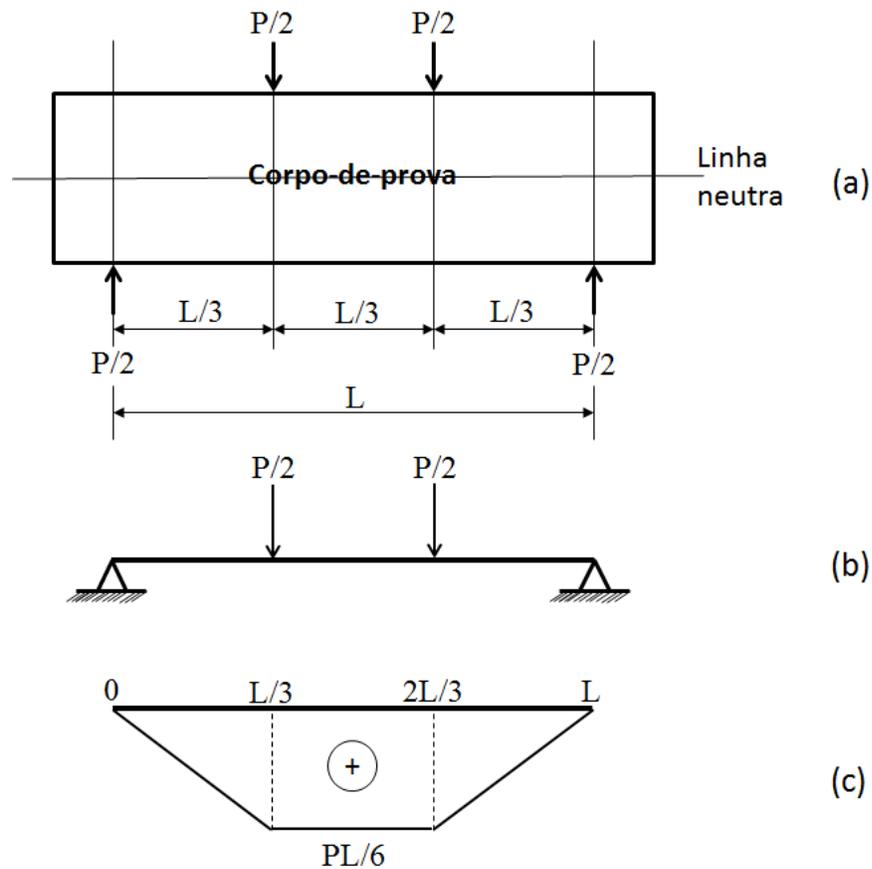


Figura 3.17 - Esquemas do corpo-de-prova (a e b) e do diagrama de momento fletor (c)

Ao ser colocado o corpo-de-prova no dispositivo de flexão, ele foi posicionado com a face nivelada na posição lateral. Esta face é identificada pelo nivelamento do concreto na forma com a régua biselada durante a moldagem e acabamento com colher de pedreiro. A face nivelada é denominada de largura média do corpo-de-prova na seção de ruptura, destacada pela nomenclatura *b*, conforme mostra a Figura 3.18.



Figura 3.18 - Fotografia do posicionamento do corpo-de-prova no dispositivo de flexão

Requisito importante na determinação da resistência à tração na flexão é o registro das medidas médias da altura e da largura utilizando-se um paquímetro. Assim, a determinação da resistência à flexão em quatro pontos, é obtida pela Equação 3.1.

$$f = \frac{PL}{bd^2} \quad (3.1)$$

Na qual:

f = resistência à tração na flexão, em MPa;

P = carga máxima aplicada, em N;

L = distância entre os cutelos de suporte do corpo-de-prova, em mm;

b = largura média do corpo-de-prova na seção de ruptura, em mm;

d = altura média do corpo-de-prova, na seção de ruptura, em mm.

As bases e as alturas adjacentes das fraturas dos corpos-de-prova após os ensaios foram medidas e determinadas suas respectivas médias, conforme é ilustrada na Figura 3.19.

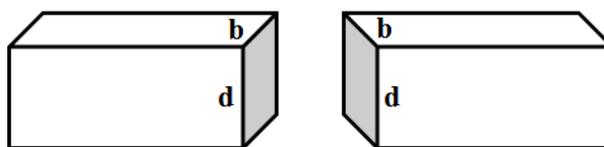


Figura 3.19 - Esquema com as medidas das faces do corpo-de-prova

Apesar do ensaio de resistência à tração na flexão ter sido realizado com equipamento da marca KRATOS-50t-série 3108, o mesmo tipo de ensaio também foi realizado na máquina universal de ensaios mecânicos da marca EMIC, modelo DL-30000F, quando da realização do ensaio de tenacidade na flexão. A ideia da realização em equipamentos diferentes se deu na busca de comparação de resultados, pois o equipamento (modelo DL-30000) é acompanhado de um programa MTest, além do procedimento do ensaio ser controlado, descrito no item a seguir.

3.2.3 Ensaio de tenacidade na flexão

Segundo Ferreira (2008), a tenacidade na flexão é uma medida da resistência à fratura do material, geralmente depende da temperatura, da taxa de deformação, estado de tensão, meio ambiente, bem como a composição do material e a sua microestrutura.

A ASTM C1609/C1609M-10 refere-se a avaliação do comportamento de flexão do concreto reforçado com fibras descontínuas, utilizando parâmetros derivados a partir da curva carga-deformação. O método consiste em aplicar carregamento em quatro pontos de carga, num corpo-de-prova prismático de seção quadrada nas dimensões 150x150x500mm. O ensaio permite a execução de carregamento controlado, com medição da deflexão no centro do corpo-de-prova para obtenção da curva, carga em função do deslocamento. Outra norma também utilizada neste trabalho é a norma japonesa Japan Society of Civil Engineers (JSCE-SF4-1984), abordando o

método de teste para resistência à flexão e tenacidade na flexão de concreto reforçado com fibras de aço. Segundo Rodrigues (2010) as duas normas são teoricamente equivalentes, ambas descrevem a execução do carregamento controlado com medição da deflexão no centro do corpo-de-prova.

Os ensaios foram realizados na máquina universal de ensaios mecânicos da marca EMIC, modelo DL-30000F, com capacidade de 30 toneladas, acompanhada de um programa MTest, do Laboratório de Materiais de Construção e Estrutura da Faculdade de Engenharia Civil/CEATEC da PUC/Campinas. A seguir é transcrito os procedimentos do ensaio:

- 1) Em cada corpo-de-prova é marcado na face lateral (d) as medidas correspondentes aos pontos de aplicação da carga, mostrada pela Figura 3.20;

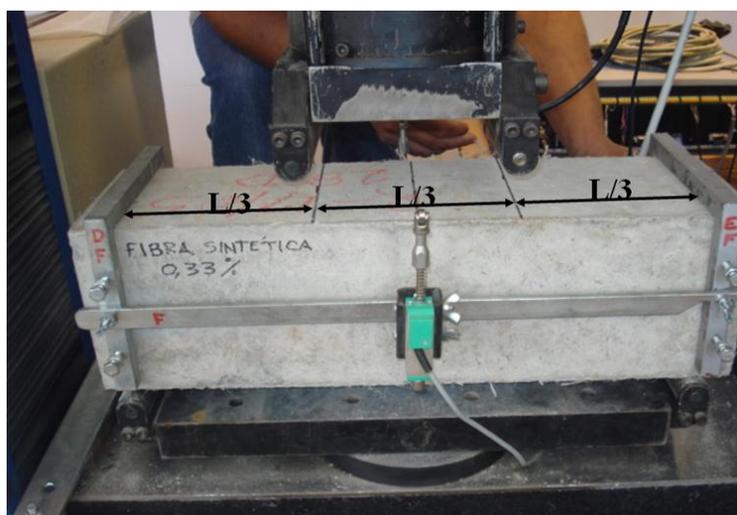


Figura 3.20 - Fotografia da marcação no corpo-de-prova para posicionamento dos cutelos

- 2) Após o posicionamento do corpo-de-prova na prensa, é feito o ajuste do suporte YOKE, o qual é acoplado na parte inferior do corpo-de-prova e alinhado ao cutelo, nas marcações preestabelecidas. As Figura 3.21 e Figura 3.22 mostram a disposição do YOKE;



Figura 3.21 - Fotografia do dispositivo do YOKE de fixação do LVDT no corpo-de-prova

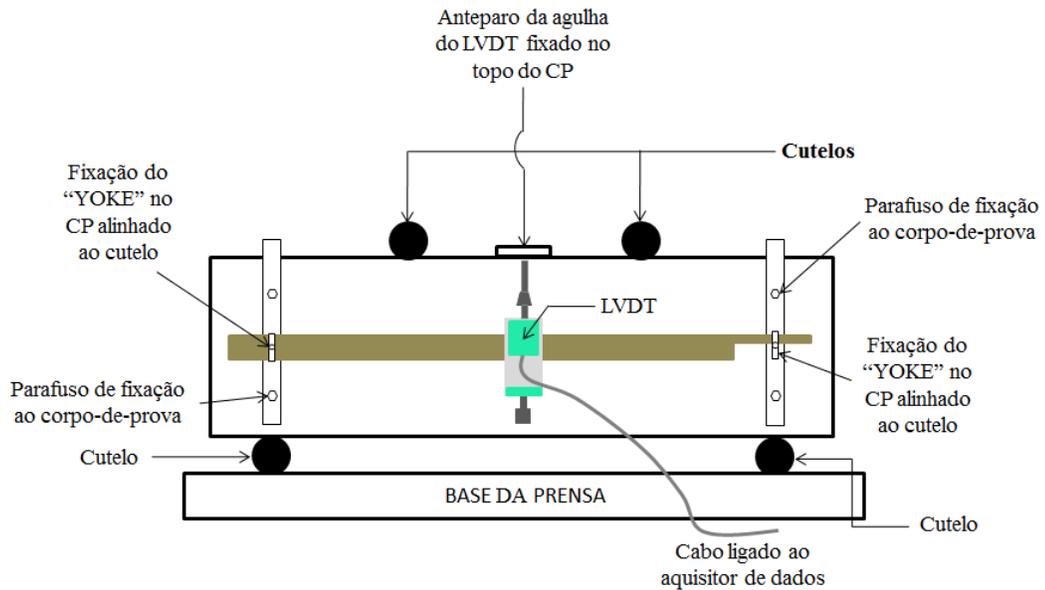


Figura 3.22 - Detalhe ilustrativo do conjunto YOKE e LVDT. Fonte: NUNES (1998)

- 3) Na sequência o LVDT apoiado no sistema YOKE é zerado e o aquisitor de dados é calibrado, e aplicando-se uma pré-carga com a função de ajustar o corpo-de-prova à prensa. As Figura 3.23 e Figura 3.24 mostram respectivamente o LVDT e o aquisitor de dados. Para esclarecimento, LVDT (Linear Variable Displacement Transducer – Transformador de Deslocamento Linear Variável) são sensores para

medição de deslocamento linear, usado para medição e controle de deslocamentos linear de poucos milímetros;

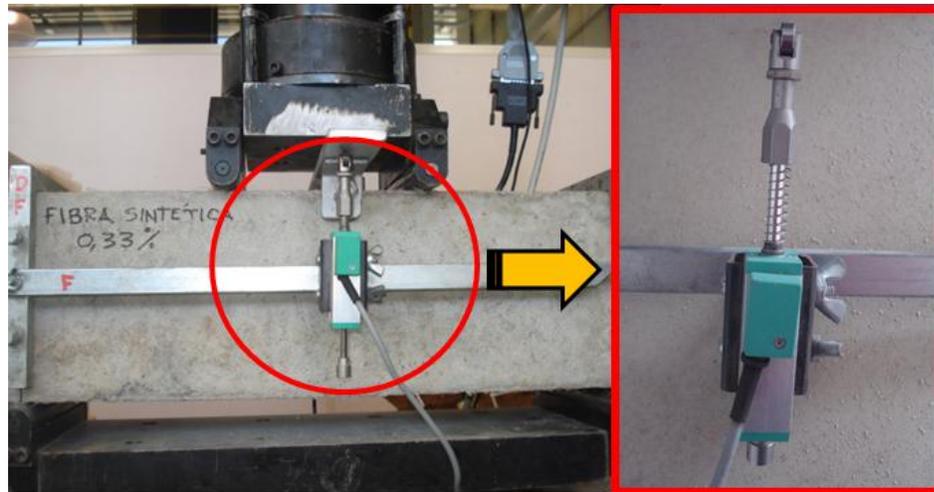


Figura 3.23 - Fotografia da vista geral e detalhada do LVDT



Figura 3.24 - Fotografia do aquisitor de dados: (a) vista frontal; (b) vista posterior

- 4) Na sequência de procedimentos do ensaio, o corpo-de-prova é submetido a carregamentos, provocando deslocamentos verticais no centro do corpo-de-prova. Como o aquisitor ligado, o monitor (1), registra a formação gráfica das curvas durante o ensaio, e o monitor (2) registra a sequência do conjunto de coordenadas, onde a abscissa registra os valores do deslocamento vertical e na ordenada, valores correspondentes ao carregamento imprimido pela prensa, bem como a formação

gráfica durante o ensaio. A Figura 3.25 mostra os monitores (1) e (2) na transmissão dos dados.



Figura 3.25 - Fotografia dos monitores de transmissão de dados

- 5) Finalizando, o operador da prensa observa no monitor (2) o deslocamento vertical até que o mesmo atinja a medida pré-determinada de 3,5mm. No momento em que o aquisitor de dados registra o deslocamento previsto, a prensa é descarregada.

O aquisitor de dados após processar os dados referentes ao deslocamento vertical por carga fornece o relatório de cada corpo-de-prova que possibilita a avaliação da resistência à tração na flexão dos CR, CRFA e CRFP, contendo: carga na 1ª fissura em (N); deformação na 1ª fissura em (mm); módulo de ruptura em (MPa); e tenacidade na 1ª fissura em (N.mm).

Segundo a ilustração da Figura 3.26, a tenacidade na flexão pode ser determinada através da área da curva carga em função do deslocamento vertical, até o limite do deslocamento vertical equivalente a $L/150$ (3mm), obedecendo a norma JSCE-SF4-1984.

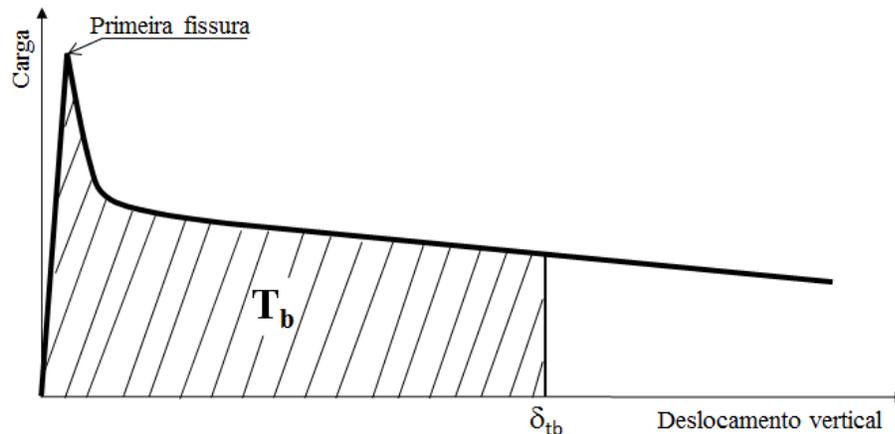


Figura 3.26 - Esquema de uma carga-deslocamento vertical, mostrando o critério JSCE SF4-1984 para determinação da tenacidade na flexão.

O fator de tenacidade na flexão é calculado pela Equação 3.2.

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \times \frac{L}{bd^2} \quad (3.2)$$

Na qual:

FT = fator de tenacidade na flexão, em MPa;

T_b = área sob a curva carga-deslocamento vertical até o limite do deslocamento vertical $L/150$, em N.mm;

δ_{tb} = deslocamento vertical equivalente a $L/150$, em mm;

L = distância entre os cutelos de suporte do corpo-de-prova, em mm;

b = largura média do corpo-de-prova na seção de ruptura, em mm;

d = altura média do corpo-de-prova, na seção de ruptura, em mm.

Segundo a ASTM C 1609/C 1609M-10, na realização do ensaio de tenacidade pode ser também obtida a medida da resistência residual, calculada pela Equação 3.1, considerando as cargas nos deslocamentos verticais $L/600$ e $L/150$, respectivamente, baseado na norma ASTM C1609/C1609M-10. A curva carga-deslocamento está ilustrada na Figura 3.27.

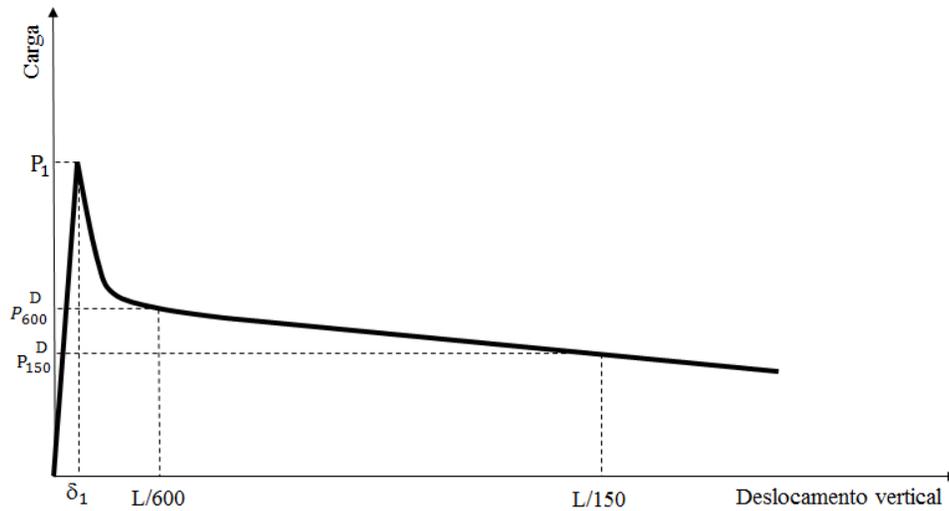


Figura 3.27 - Ilustração da curva carga-deslocamento com a carga no primeiro pico e nos deslocamento correspondentes a $L/600$ e $L/150$.

As definições dos parâmetros da resistência residual ilustrado na Figura 3.27, tendo por base a norma ASTM C1609/C1609M-10, são mostradas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Definições dos parâmetros da resistência residual nos deslocamentos $L/600$ e $L/150$.

Parâmetro	Definição
L	Comprimento do vão
P_1	Carga no primeiro pico
δ_1	Deflexão líquida no primeiro pico
P_{600}^D	Carga residual do deslocamento vertical líquida de $l/600$, D é a largura do CP
P_{150}^D	Carga residual do deslocamento vertical líquida de $l/150$, D é a largura do CP
f_{600}^D	Resistência residual do deslocamento vertical de $l/600$, D é a largura do CP
f_{150}^D	Resistência residual do deslocamento vertical de $l/150$, D é a largura do CP

A resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento de $L/150$, $R_{e,3}$ (Jiang e Banthia, 2010), pode ser calculada de acordo com a Equação 3.3, utilizando-se a resistência a

tração na flexão no primeiro pico, determinada em função da equação 3.1 e do fator de tenacidade definido pela Equação 3.2.

$$R_{e,3} = \frac{FT}{f_1} \times 100\% \quad (3.3)$$

Na qual:

$R_{e,3}$ = resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento de $L/150$, em %;

FT = fator de tenacidade, em MPa;

f_1 = resistência à tração na flexão no primeiro pico, em MPa.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo serão apresentados, a seguir, os resultados obtidos nos ensaios realizados com cimento CP V-ARI, agregado miúdo, agregado graúdo, do concreto com fibras de aço e polipropileno, bem como a discussão desses resultados.

4.1 Resultados e discussão dos ensaios do cimento CP V-ARI

Os resultados da resistência à compressão do cimento CP V-ARI corresponderam a 36,1 MPa aos três dias, 41,8 MPa aos sete dias e 52,4 MPa aos vinte e oito dias de idade, atendendo as exigências indicadas pela norma NBR 5733/91. As análises foram realizadas no Laboratório de Materiais de Construção e Estrutura da Faculdade de Engenharia Civil/CEATEC da PUC/Campinas, prensa PRÜF UND MESS-MLF SYSTEM, Modelo BP-200.

A determinação do tempo de pega da pasta de cimento CP V-ARI utilizado neste trabalho foi realizado de acordo com as instruções contidas na norma da ABNT NBR-NM 65/03 e os resultados são mostrados na Tabela 4.1, atendendo as exigências indicadas pela norma NBR 5733/91.

Tabela 4.1 - Determinação do tempo de pega da pasta de cimento CP V-ARI utilizado neste trabalho

Intervalo	Horário	Tempo decorrido
Início do ensaio	09h:57min	
Início de pega	12h:33min	02h:36min
Fim de pega	13h:50min	03h:53min

O índice de finura foi obtido por meio da peneira nº 200 (0,075mm) de acordo com as orientações da norma da ABNT 11579/91, igual a 2,2%, atendendo as exigências indicadas pela norma NBR 5733/91. A massa específica do cimento CP V-ARI utilizada neste trabalho teve a orientação da norma NBR NM 23/01, alcançou o valor de 3,064mg/m³.

4.2 Resultados e discussão dos ensaios dos agregados

A areia utilizada neste trabalho foi classificada como areia média e suas características físicas constam na Tabela 4.2. Esses valores foram obtidos por meio da NBR NM 248/03, a qual prescreve o método para determinação da composição granulométrica de agregados miúdos e graúdos para concreto.

Tabela 4.2 - Características físicas da areia utilizada neste trabalho

Ensaio	Norma	Resultado
Módulo de finura	NBR NM 248/03	1,64
Dimensão máxima característica	NBR NM 248/03	1,18 mm
Massa unitária solta	NBR NM 45/06	1,37 kg/m ³
Massa específica do agregado seco	NBR NM 52/03	2,66 g/cm ³
Torrões e friáveis	NBR 7218/10	3 %
Material fino < 75 µm	NBR NM 46/03	2,5%
Impurezas orgânicas	NBR NM 49/01	Clara (300 ppm)

Os resultados das características físicas da brita nº 2 foram obtidos mediante as seguintes normas: NBR NM 248/2003 – Determinação da Composição Granulométrica – Módulo de finura e Dimensão máxima característica; NBR NM 45/2006 – Determinação da massa unitária do agregado em estado solto; NBR NM 53/2003 – Determinação da massa específica do agregado seco e saturada, massa aparente e absorção de água; e NBR NM 46/2003 – Determinação do material fino que passa através da peneira 75µm, por lavagem.

Neste trabalho o agregado graúdo de referência é a brita nº 2 suas características físicas constam na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Características físicas da brita nº 2 utilizadas neste trabalho

Ensaio	Resultado
Módulo de finura	6,72
Dimensão máxima característica	19,0 mm
Massa unitária solta	1,50 kg/dm ³
Massa específica do agregado seco	2,91 g/cm ³
Massa específica do agregado saturado	2,93 g/cm ³
Massa aparente	2,98 g/cm ³
Absorção de água	0,8 %
Material fino < 75 µm	1,2 %

A determinação granulométrica da areia e da brita utilizadas neste trabalho tem como resultados expressos na representação gráfica mostrada nas Figura 4.1 e Figura 4.2.

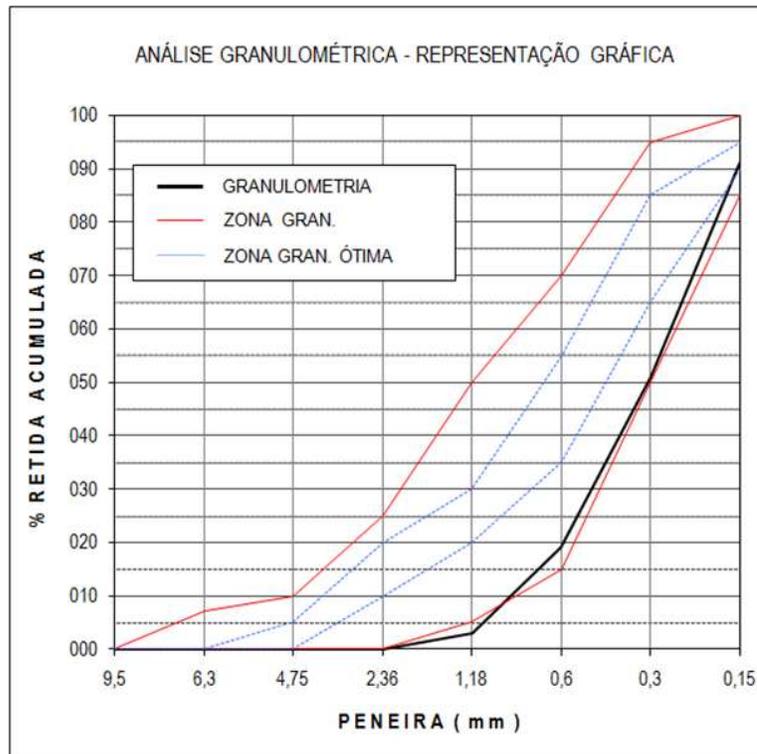


Figura 4.1 - Análise granulométrica da areia (representação gráfica) utilizada neste trabalho

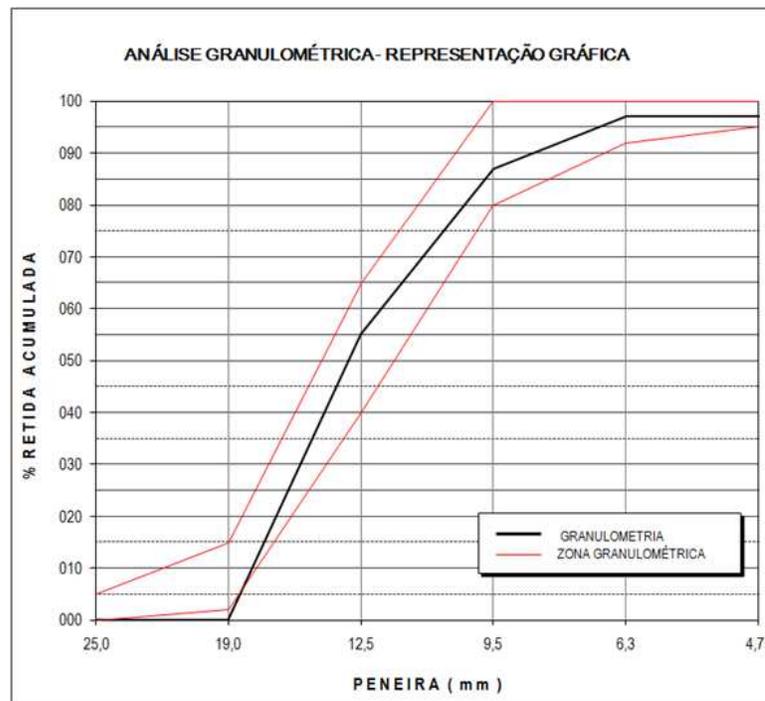


Figura 4.2 - Análise granulométrica da brita (representação gráfica) utilizada neste trabalho

4.3 Consistência do concreto fresco

O ensaio de abatimento seguiu as prescrições da norma NBR NM 67/1998, no qual é realizada medição para a determinação da consistência do abatimento pelo tronco de cone, como mostra a Figura 4.3. O método é aplicável à determinação em laboratório ou em canteiro de obra, com o objetivo de verificar na medida em que a adição de fibras altera a consistência e fluidez do material, permitindo a uniformidade do controle do concreto.



Figura 4.3 - Fotografia do concreto após o ensaio de abatimento pelo tronco de cone

A Figura 4.4 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de medição de abatimento de tronco de cone (Slump Test), realizados durante a mistura da concretagem para os ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão. O objetivo deste gráfico é mostrar a variação da trabalhabilidade, a qual apresenta uma tendência de redução da trabalhabilidade com o aumento do teor de fibras.

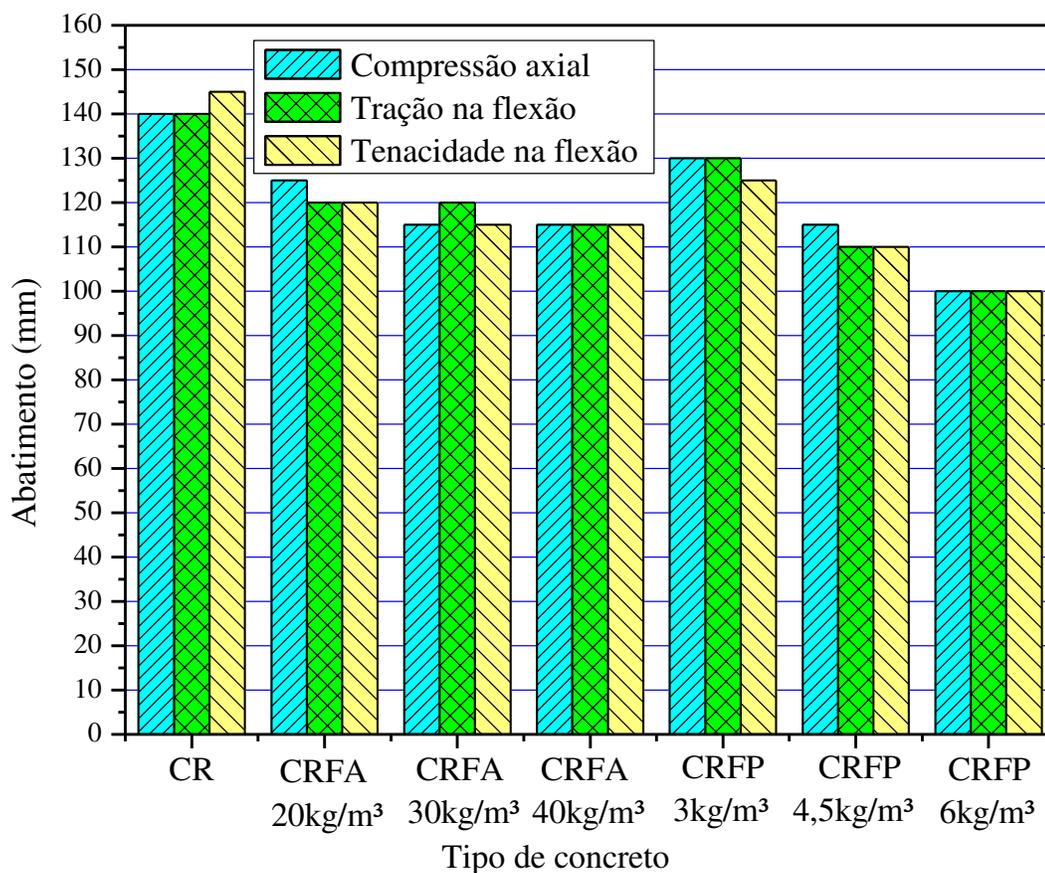


Figura 4.4 - Resultado dos abatimentos do concreto por ocasião dos ensaios de compressão axial, tração na flexão e tenacidade na flexão.

Os resultados das medições dos abatimentos realizadas com as amostras do concreto fresco destinadas aos ensaios apontaram que estão de acordo com os limites estabelecidos na literatura especializada. É de ressaltar que a mistura com as fibras de polipropileno (CRFP) com teores de 0,33%, apresentou o valor mais elevado entre os demais. A Figura 4.5 ilustra a comparação do ensaio de abatimento, considerando a ausência e a adição de fibras. Nota-se que abatimento obedeceu a previsão de que quanto menor o teor de fibras maior será o abatimento.

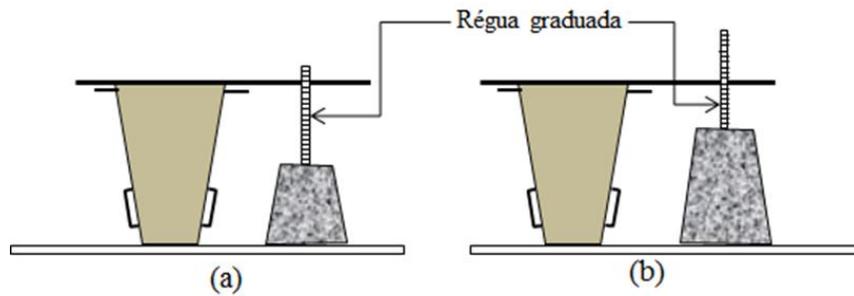


Figura 4.5 - Ensaio de abatimento de tronco de cone: (a) sem adição de fibras; (b) após adição de fibras

4.4 Ensaios mecânicos do concreto

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios experimentais sobre o comportamento mecânico do concreto de referência (CR), do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e do concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP). A ideia de ensaiar corpos-de-prova sem adição de fibras, caracterizado pelo CR, é apresentar a comparação entre o CRFA e CRFP, analisando os resultados obtidos nos ensaios de compressão axial, resistência à tração na flexão, tenacidade à flexão, módulo de ruptura e o comportamento mecânico na primeira fissura e a resistência residual para os deslocamentos iguais a $L/150$ e $L/600$.

4.4.1 Resistência à compressão axial

A seguir serão apresentados os resultados da resistência à compressão axial média, através do ensaio de compressão em corpos-de-prova 100×200 (NBR 5739/07) retirados das concretagens para moldagem do concreto de referência (CR), concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP), conforme Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão média

Tipo de fibra	Teor de fibra	Resistência à compressão média (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
Ausência de fibras	CR	34,9	34,7	37,1
Aço	CRFA – 20kg/m ³	24,9	28,1	29,7
	CRFA – 30kg/m ³	26,7	29,8	33,0
	CRFA – 40kg/m ³	31,1	33,0	33,8
Polipropileno	CRFP – 3kg/m ³	30,8	26,6	29,7
	CRFP – 4,5kg/m ³	27,3	27,8	31,4
	CRFP – 6kg/m ³	26,5	26,9	30,4

A resistência à compressão axial foi avaliada através da moldagem de corpos-de-prova cilíndricos, os quais foram mantidos até a idade de 28 dias em câmara úmida para realização da primeira série de ensaios. Os restantes dos corpos-de-prova continuaram confinados em meio normal (ao ar) e meio agressivo (em solução aquosa de 3% em peso de cloreto de sódio) até a idade de 88 dias, perfazendo 60 dias após os primeiros ensaios, ou seja, após a idade de 28 dias.

A Figura 4.6 mostra a evolução da resistência à compressão axial quanto o aumento do teor de fibras para o CRFA, no que diz respeito às idades de 28 dias e 60 dias em meios normal e agressivo. Quanto ao CRFP os resultados mantiveram praticamente iguais em relação às idades de 28 dias e 60 dias expostos em meio normal.

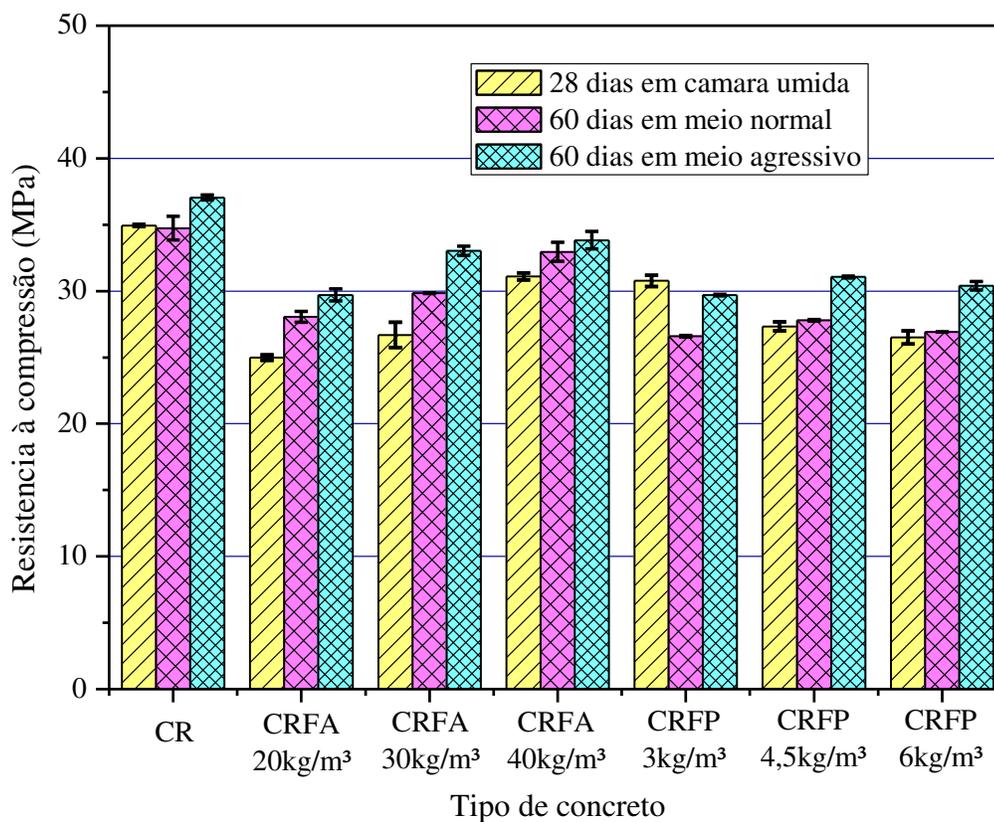


Figura 4.6 - Resultados dos ensaios de compressão nas condições indicadas

Comparando os resultados de resistência à compressão com os abatimentos, houve interferência no comportamento mecânico do material apenas nos resultados do CRFP (3kg/m^3), confinados em meio normal. Essas ocorrências provem de fatores relacionados ao comportamento do concreto, provavelmente por falha no adensamento, provocando alguns vazios no corpo-de-prova.

O ensaio de resistência à compressão confirmou através da Figura 4.6 que não houve alteração significativa nos valores quando da incorporação de fibras. Bentur e Mindess (2005), utilizando fibras de aço, observaram que não há aumento expressivo da resistência à compressão com adição de fibras, apenas aumento substancial da ductilidade.

4.4.2 Resistência à tração na flexão

Os ensaios com CP de 150x150x500mm foram baseados nas normas ASTM C 1609/C 1609M-10, realizados com o equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108.

Foram confeccionados corpos-de-prova referentes ao CR, CRFA e CRFP. Os teores adotados neste trabalho correspondem a 0,25%, 0,38% e 0,50%, (20, 30 e 40kg/m³) para CRFA e 0,33%, 0,50% e 0,66% (3, 4,5 e 6k/m³) para CRFP, referentes às idades de 28 dias, 60 dias em meio normal e 60 dias em meio agressivo, sendo os valores de resistência à tração na flexão apresentados na Tabela 4.5 e mostrados na Figura 4.7. A resistência à tração na flexão foi designada como R_{tf}(1) e os valores determinados por meio da Equação 3.1.

Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão média realizados com o equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108

Tipo de fibra	Teor de fibra	Resistência à tração média (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
Ausência de fibras	CR	3,8	4,4	4,2
Aço	CRFA – 20kg/m ³	4,1	4,3	4,2
	CRFA – 30kg/m ³	4,4	4,2	4,6
	CRFA – 40kg/m ³	4,7	4,3	4,9
Polipropileno	CRFP – 3kg/m ³	4,8	4,2	4,9
	CRFP – 4,5kg/m ³	5,3	4,8	5,1
	CRFP – 6kg/m ³	5,1	5,0	5,1

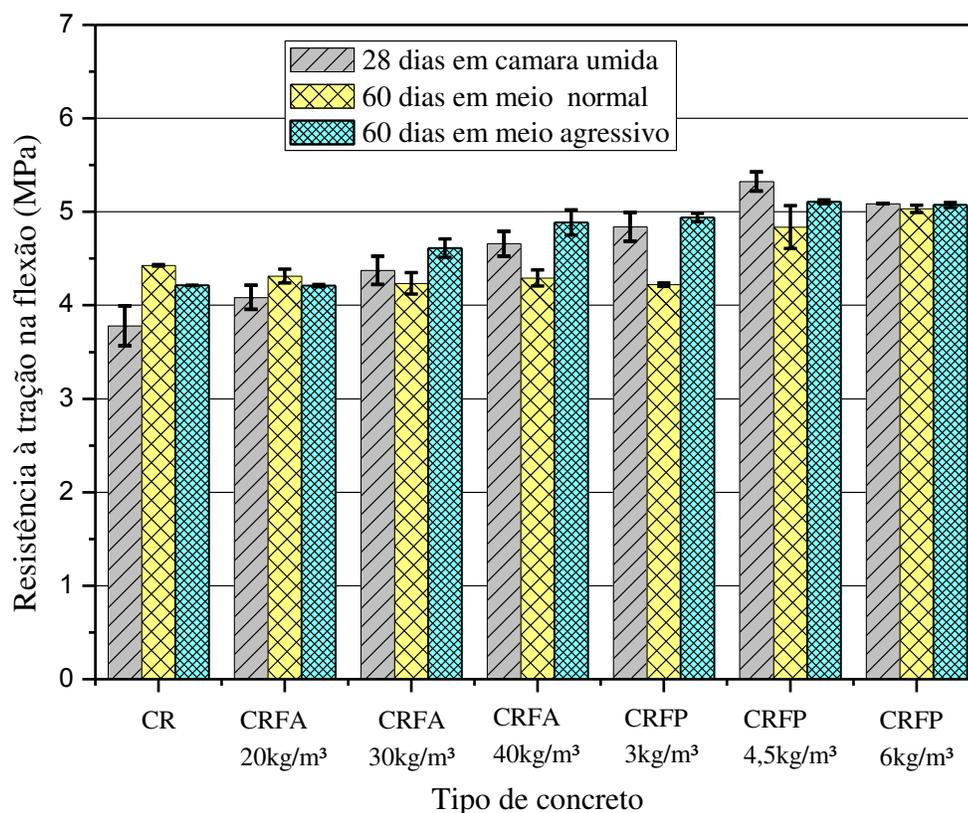


Figura 4.7 - Resultados ensaios de resistência à tração na flexão, realizado no equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108

Bentur e Mindess (2005) explicam que as fibras de aço exercem efeito maior sobre a resistência à flexão do que nas forças de tração e compressão. O aumento da resistência à flexão reflete sobre o volume de fibras incorporadas ao concreto, mas também do tipo de fibra. No entanto, observa-se na Figura 4.7 que o concreto reforçado com fibras de polipropileno apresentou valores superiores aos de aço.

4.4.3 Tenacidade na flexão

Bentur e Mindess (2005) citam que as fibras são adicionadas ao concreto não para melhorar a resistência, mas principalmente para melhorar a tenacidade, ou capacidade de absorção de energia.

Jiang e Banthi (2010) reforçam a tese de que o concreto seja um material quase-frágil com baixa capacidade de resistência. A adição de fibras aleatoriamente distribuídas pode melhorar a resistência ao fissuramento, tenacidade e ductilidade, além de apresentar melhor desempenho à fadiga e resistência ao impacto.

Os ensaios de tenacidade foram realizados na máquina universal de ensaios mecânicos da marca EMIC, modelo DL-30000F. De acordo com a JSCE SF4, o fator de tenacidade na flexão foi determinado por meio da Equação 3.2. A seguir a Tabela 4.6 e a Figura 4.8 apresentam os resultados obtidos do fator de tenacidade na flexão.

Tabela 4.6 - Resultados dos ensaios de Fator de tenacidade na flexão médio

Tipo de fibra	Teor de fibra	Fator de tenacidade médio (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
Aço	CRFA – 20kg/m ³	1,68	2,59	2,20
	CRFA – 30kg/m ³	1,76	2,08	1,67
	CRFA – 40kg/m ³	2,23	2,41	2,13
Polipropileno	CRFP – 3kg/m ³	1,03	1,53	1,54
	CRFP – 4,5kg/m ³	1,22	1,18	1,20
	CRFP – 6kg/m ³	1,03	1,21	1,20

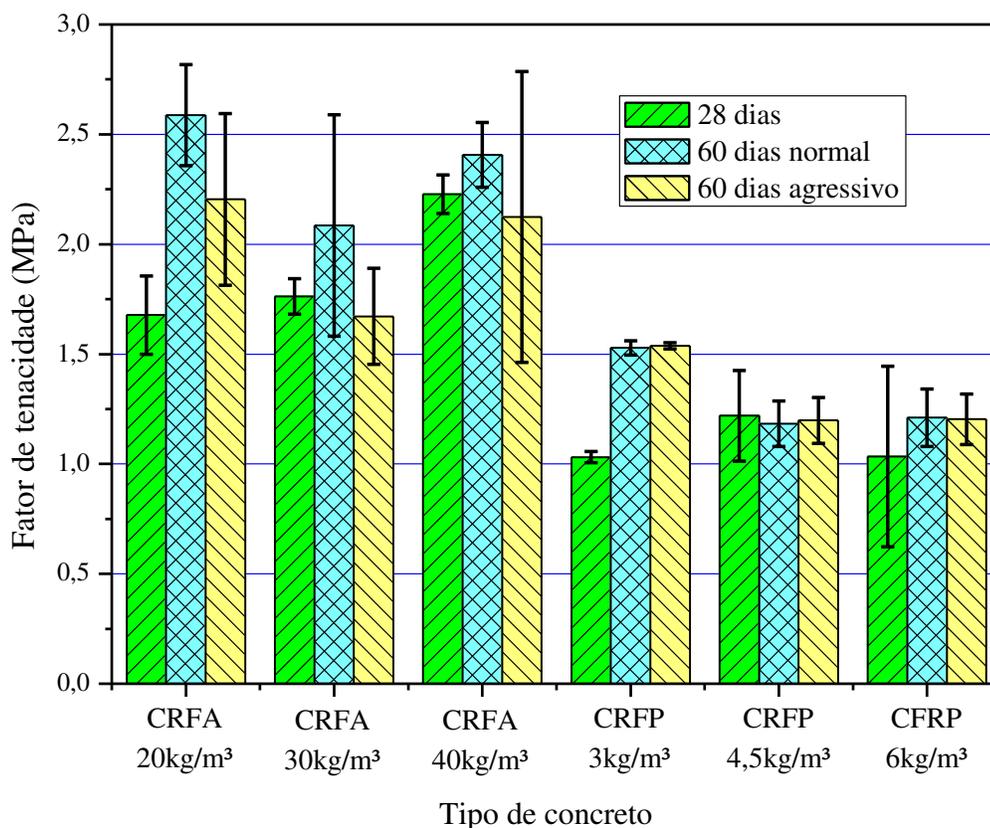


Figura 4.8 - Resultados do Fator de Tenacidade médio

A Figura 4.8 mostra que as fibras de aço apresentaram valores superiores que as de polipropileno, confirmando os resultados apresentados pelo trabalho de Grossi, 2006.

Apesar da fibra de aço possuir maior resistência em relação à de polipropileno, a força de arrancamento na fibra de aço seja mais elevada o suficiente para o arrancamento dessas fibras (Grossi, 2006).

Kosa e Naaman (1990), estudando o comportamento do CRFA expostos em 3,5% em solução de NaCl durante 10 meses, observaram que uma severa exposição do CRFA à corrosão levou a reduções significativas no diâmetro mínimo ao longo de cada fibra, reduzindo a tenacidade significativamente.

Os resultados obtidos nesta tese do fator de tenacidade médio do concreto reforçado com fibras de aço expostos em meio agressivo por 60 dias, mostrados na Figura 4.8 são menores quando comparados aos expostos em ambiente normal e aos 28 dias de idade, concordando assim com os resultados obtidos por Kosa e Naaman (1990).

A resistência à tração na flexão (também conhecida como módulo de ruptura) e denominada como $R_{tf}(2)$, realizada na máquina universal de ensaios mecânicos, modelo DL-30000F, foi obtida conforme a norma ASTM C1609/C1609M-10, respectivamente com a norma JSCE-SF4-1984. Os valores obtidos estão representados na Tabela 4.7 e pela Figura 4.9.

Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizados na máquina universal (modelo DL-30000F)

Tipo de fibra	Teor de fibra	Resistência à tração média (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
Ausência de fibras	CR	3,0	3,3	3,5
Aço	CRFA – 20kg/m ³	3,0	3,5	3,7
	CRFA – 30kg/m ³	3,5	3,5	3,4
	CRFA – 40kg/m ³	3,1	4,1	4,1
Polipropileno	CRFP – 3kg/m ³	3,0	3,7	3,7
	CRFP – 4,5kg/m ³	3,2	3,8	3,8
	CRFP – 6kg/m ³	3,4	3,2	3,1

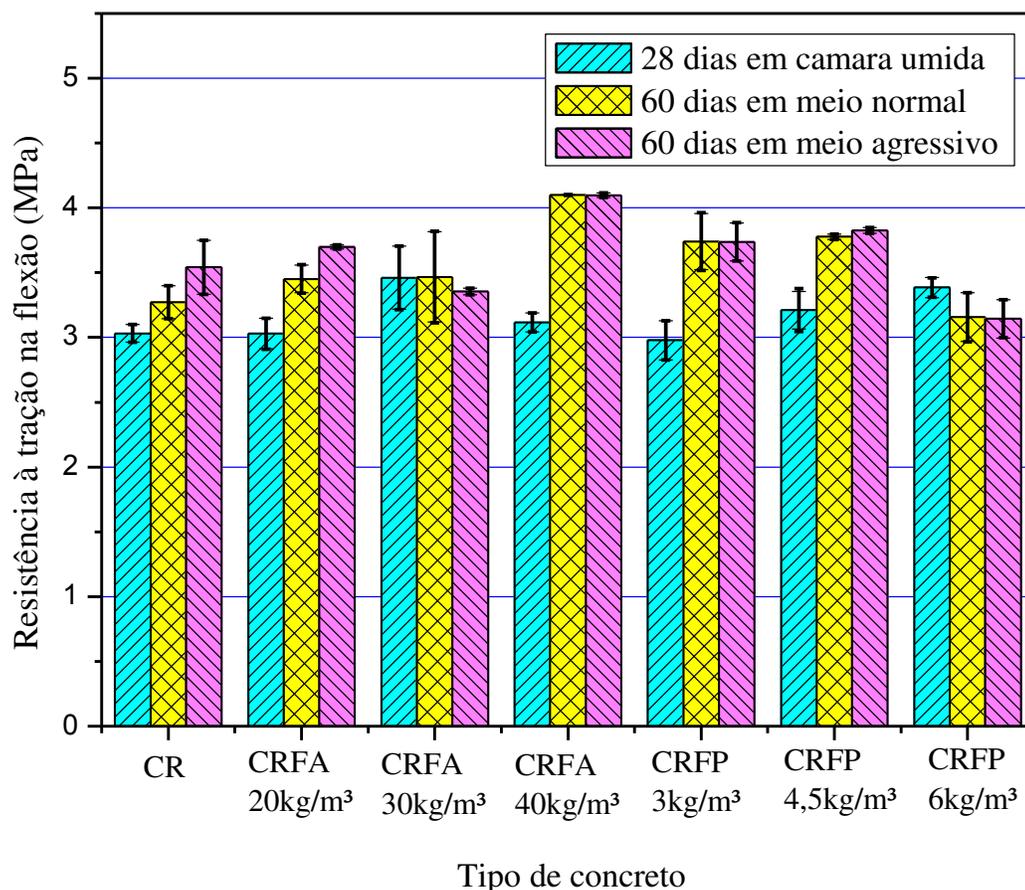


Figura 4.9 - Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão realizados no equipamento de marca EMIC modelo DL-30000F.

Na tentativa de comparação de resultados entre os ensaios de Rft(1) e Rf(2) foi decidida a realização dos ensaios com equipamentos e acessórios de marcas diferentes. Como já mencionado anteriormente, Rft(1) corresponde ao equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108 e Rft(2) corresponde ao equipamento máquina universal de ensaios mecânicos, marca EMIC, modelo DL-30000F. Com o objetivo de analisar os resultados obtidos nos ensaios, são apresentados na Tabela 4.8 os resultados de Rft(1) e Rf(2).

Tabela 4.8 - Comparação dos resultados da resistência à tração na flexão obtidos nas máquinas KRATOS Rtf(1) e EMIC Rtf(2)

Tipo de fibra	Teor de fibra	Resistência à tração na flexão – Rtf(1) e Rtf(2) (MPa)					
		28 dias		60 dias em exposição em meio			
		Rtf(1)	Rtf(2)	Normal		Agressivo	
		Rtf(1)	Rtf(2)	Rtf(1)	Rtf(2)	Rtf(1)	Rtf(2)
Ausência de fibras	CR	3,8	3,0	4,4	3,3	4,2	3,5
Aço	CRFA 20kg/m ³	4,1	3,0	4,3	3,5	4,2	3,7
	CRFA 30kg/m ³	4,4	3,5	4,2	3,5	4,6	3,4
	CRFA 40kg/m ³	4,7	3,1	4,3	4,1	4,9	4,1
Polipropileno	CRFP 3kg/m ³	4,8	3,0	4,2	3,7	4,9	3,7
	CRFP 4,5kg/m ³	5,3	3,2	4,8	3,8	5,1	3,8
	CRFP 6kg/m ³	5,1	3,4	5,0	3,2	5,1	3,1

Como se pode verificar na Tabela 4.8 os resultados de Rtf(2) foram inferiores, chegando alguns valores com variação de até 40%. As variações menos acentuadas se deram na idade de 60 dias em meio normal.

Os resultados de Rtf(2) foram valores inferiores aos Rtf(1) em função da instrumentação utilizada ser dotada de canais de medição de força, deformação com faixas de velocidade proporcionando controle e precisão nos deslocamentos, o que não acontece no equipamento utilizado no ensaio de Rtf(1).

Uma das contribuições das fibras ocorre no estado pós-fissuração, aumentando o alongamento das fibras, conseqüentemente aumentando a tenacidade do compósito. Para tal, as curvas obtidas dos ensaios de tenacidade pode-se extrair a resistência equivalente para um deslocamento correspondente a L/150.

Com base nos resultados do ensaio de Rtf(2) e fator de tenacidade pode-se calcular a resistência equivalente na flexão para caracterizar o comportamento das fibras incorporadas ao

concreto. De acordo com a Equação 3.3 foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 4.9 e complementados pela Figura 4.10.

Tabela 4.9 - Resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento de L/150

Tipo de fibra	Teor de fibra	Resistência equivalente (%)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
Aço	CRFA – 20kg/m ³	55,5	75,1	59,5
	CRFA – 30kg/m ³	50,9	60	49,8
	CRFA – 40kg/m ³	71,6	58,8	52
Polipropileno	CRFP – 3kg/m ³	34,6	40,9	41,2
	CRFP – 4,5kg/m ³	37,9	31,2	31,4
	CRFP – 6kg/m ³	30,4	38,3	38,2

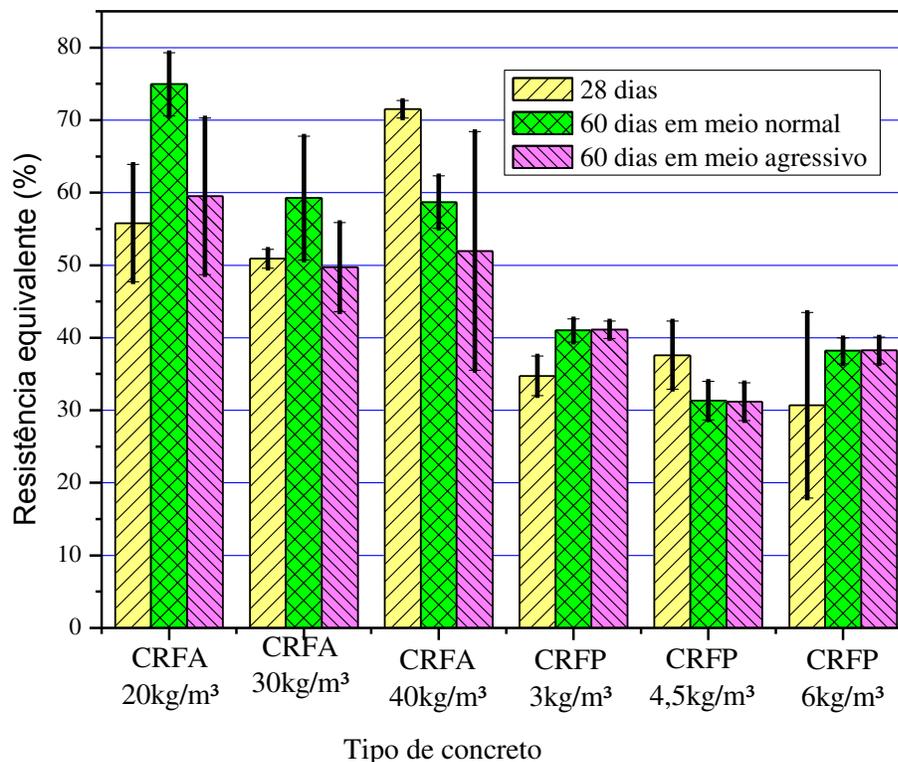


Figura 4.10 - Resultado da resistência equivalente à tração na flexão para um deslocamento L/150

Os resultados evidenciam que as fibras de aço exercem melhor resistência equivalente do que as de polipropileno. O compósito com menor volume de fibras, correspondendo ao CRFA 20kg/m³, registrou um fator de 75,1% exposto em meio normal. Comparando os resultados dos compósitos de CRFP com os de CRFA, observa-se que os compósitos de CRFP tem baixa tenacidade em relação aos de CRFA.

A norma ASTM C1609/C1609M-10 ao avaliar o comportamento à flexão do concreto reforçado com fibras, utilizando os parâmetros derivados da curva carga-deformação através de corpos-de-prova simplesmente apoiada com carregamento em quatro pontos, pode determinar as cargas residuais em pontos pré-estabelecidos, com objetivo de prever a tenacidade do corpo-de-prova com base na área sob a curva carga-deformação. A resistência residual permite ainda descrever o comportamento pós-pico de um compósito por meio de ensaio de tração na flexão para avaliar a capacidade de absorção de energia do compósito reforçado com fibras, capaz de observar a deformação e o deslocamento das fibras em relação à matriz de concreto. A Tabela 4.10 e a Figura 4.11 apresentam a variação dos dados referentes ao deslocamento L/150 (3mm).

Tabela 4.10 - Resultados da resistência residual média correspondente ao deslocamento L/150, para os compósitos analisados

Tipo de fibra	Teor de fibra	Resistência residual média – L/150 (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
Aço	CRFA – 20kg/m ³	1,4	2,3	1,9
	CRFA – 30kg/m ³	1,4	1,9	1,4
	CRFA – 40kg/m ³	2,3	2,0	2,1
Polipropileno	CRFP – 3kg/m ³	0,6	0,3	0,2
	CRFP – 4,5kg/m ³	0,8	0,4	0,6
	CRFP – 6kg/m ³	0,6	0,8	0,7

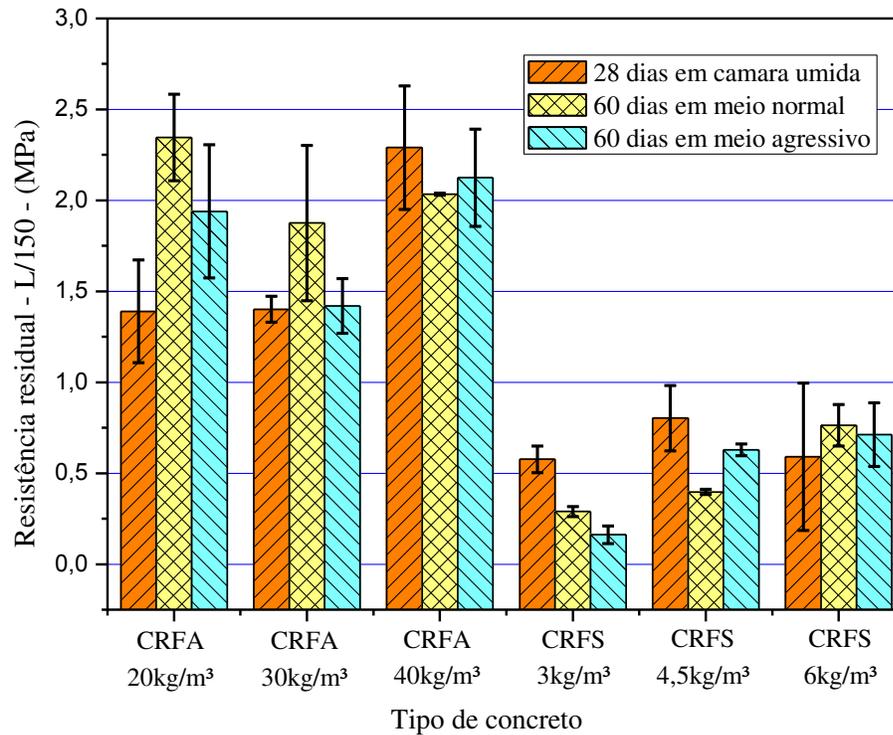


Figura 4.11 - Resultados da resistência residual no deslocamento L/150, para os compósitos analisados.

A Tabela 4.11 e a Figura 4.12 e a apresentam o deslocamento L/600 (0,75mm).

Tabela 4.11 - Resultados da resistência residual correspondente ao deslocamento L/600

Tipo de fibra	Teor de fibra	Resistência residual média – l/600 – (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em	
			Normal	Agressivo
Aço	CRFA – 20kg/m³	1,6	2,5	2,0
	CRFA – 30kg/m³	1,7	2,1	1,5
	CRFA – 40kg/m³	2,4	2,5	2,4
Polipropileno	CRFP – 3kg/m³	1,2	2,1	2,4
	CRFP – 4,5kg/m³	1,1	1,5	1,8
	CRFP – 6kg/m³	1,5	1,2	1,1

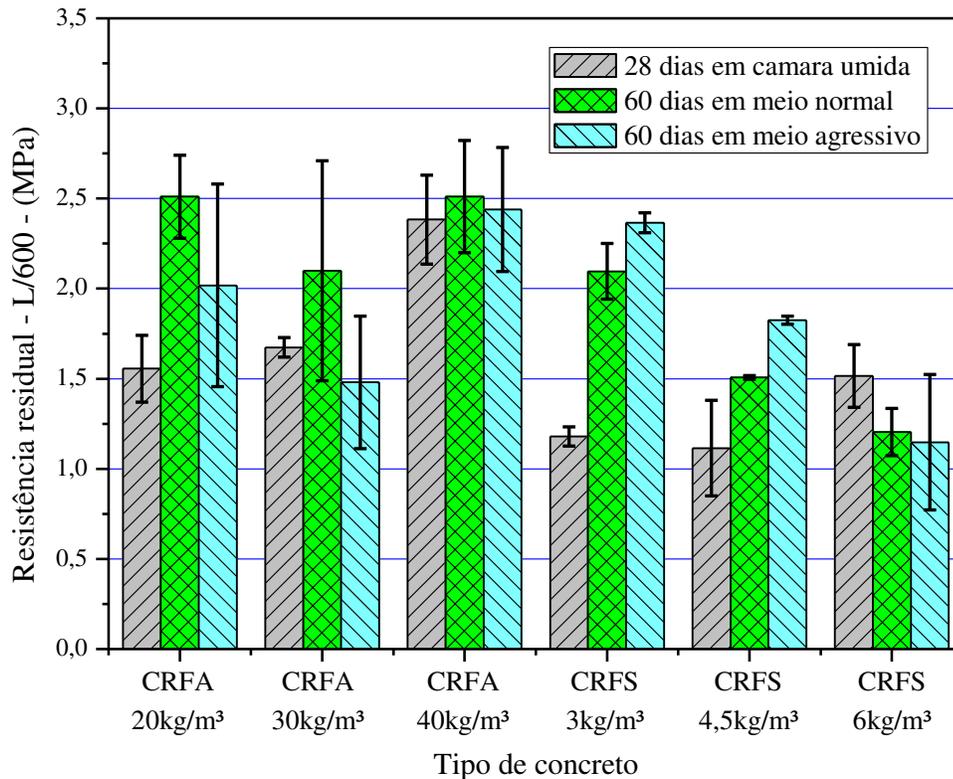


Figura 4.12 - Resultados obtidos da resistência residual no deslocamento L/600.

As resistências residuais com deslocamento correspondente a L/150 (3mm), obtidas com compósitos de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA), obtiveram resultados relevantes em relação aos compósitos de concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP). O fato é decorrente do tipo de fibra incorporada ao compósito. Fibras metálicas possuem maior resistência do que as de polipropileno, pois proporcionam melhor aderência e maior resistência ao arrancamento. Os compósitos expostos em meio agressivo mostraram instabilidade em seus resultados, para os dois tipos de concretos reforçados com fibras.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Conclusões

Neste item serão apresentadas as conclusões obtidas a partir dos resultados dos ensaios de comportamento mecânico das amostras de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP), bem como as sugestões para trabalhos futuros.

Os objetivos propostos desta pesquisa foram atingidos, ao avaliar e analisar os resultados dos ensaios de compressão axial, resistência à tração e tenacidade na flexão, podendo-se delinear as seguintes conclusões:

5.1.1 Sobre a resistência à compressão axial

Com relação aos teores de fibras incorporadas ao compósito, no concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) de dosagem correspondente a 40kg/m^3 apresentou um aumento da ordem de 24,8% em relação a dosagem de 20kg/m^3 aos 28 dias expostos em câmara úmida. Quanto a exposição em meio normal, a dosagem de 40kg/m^3 apresentou aumento de 17,4% em relação a dosagem de 20kg/m^3 . A exposição em meio agressivo, também houve aumento de 13,8% da dosagem de 40kg/m^3 em relação a dosagem de 20kg/m^3 .

Quanto ao concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) aos 28 dias apresentou diminuição no comportamento dos compósitos da ordem de 14% na dosagem de 6kg/m^3 em relação a dosagem de 6kg/m^3 . Mas, para os compósitos expostos aos 60 dias em meio normal

apresentou aumento de 1,1% na dosagem de 6kg/m³ em relação a dosagem de 3kg/m³. No meio agressivo houve aumento de 2,3% na dosagem de 6kg/m³ em relação a dosagem 3kg/m³.

5.1.2 Sobre a resistência à tração na flexão – KRATOS-50t-série 3108

O teor de fibras tem influência na resistência pós-fissuração, pois quanto maior for o teor de fibras maior será a aderência entre a fibra e a matriz, inibindo a propagação de fissuras, desde que as fibras possam absorver as cargas adicionais causadas pelas fissuras.

Os resultados obtidos no ensaio de tração registraram uma tendência de crescimento em quase todas as amostras ensaiadas. Com relação às amostras de CEFA expostas 28 dias em câmara úmida, as mesmas apresentaram percentual de 14% em relação à dosagem de 20 kg/m³ para 40 kg/m³, e para o concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP), apresentaram percentual de 6% em relação à dosagem de 3kg/m³ para 6kg/m³.

As amostras de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) expostas em meio normal mantiveram estáveis, mas as amostras de concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) tiveram aumento de 20% em relação à dosagem de 3kg/m³ para 6kg/m³.

Com relação às amostras expostas em meio agressivo os dois tipos de concreto tiveram resultados crescentes. As amostras de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) nas dosagens de 20kg/m³ para 40kg/m³ houve aumento de 17%, enquanto as dosagens de concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) de 3kg/m³ para 6kg/m³ aumentou em 4%.

5.1.3 Sobre a tenacidade

A dosagem de fibras de acordo com o projeto onde será aplicado justifica a boa aderência com a matriz de concreto, aumentando a resistência mecânica, lembrando que essa resistência não se justifica para fibras longas e de baixo teor, pois podem exercer grande esforço para não levar a ruptura de algumas fibras.

Uma das características do ensaio de tenacidade é medir o comportamento pós-fissuração, com objetivo de quantificar a influência da dosagem de fibras no comportamento estrutural, bem como o tipo de fibra empregado no compósito.

A seguir serão abordadas as conclusões a partir dos resultados apresentados obtidos durante os ensaios de tenacidade, sendo estabelecidas algumas conclusões:

1) Quanto ao fator de tenacidade

As amostras de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) expostas 28 dias em câmara úmida na dosagem de 40kg/m^3 apresentaram resultados superiores de 32,7% em relação a dosagem de 20kg/m^3 . As amostras de CRFA de 40kg/m^3 expostas em meio normal apresentaram resultados inferiores de 6,9% em relação a dosagem de 20kg/m^3 . As amostras de CRFA de 40kg/m^3 expostas em meio agressivo apresentaram resultados inferiores de 3,2% em relação a dosagem de 20kg/m^3 .

Quanto às amostras de concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) expostas 28 dias em câmara úmida apresentaram regularidade de valores. Aos 60 dias em meio normal na dosagem de 6kg/m^3 apresentou resultado inferior a dosagem de 3kg/m^3 , correspondendo a 20,9% de variação. Aos 60 dias em meio agressivo na dosagem de 6kg/m^3 também apresentou resultado inferior a dosagem de 3kg/m^3 , correspondendo a 22% de variação.

2) Quanto a resistência à tração na flexão – EMIC modelo DL-30000F

Os resultados referentes ao concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) mostraram variações entre as amostras de 20kg/m³ (3,0MPa), 30kg/m³ (3,5MPa) e 40kg/m³ (3,1MPa) para amostras expostas 28 dias em câmara úmida, e as amostras de concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) na dosagem de 6kg/m³ apresentaram percentual de 13% superiores a dosagem de 3kg/m³.

As amostras de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) expostas em meio normal na dosagem de 40kg/m³ apresentou um aumento de 17% em relação a dosagem de 20kg/m³. As amostras de concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) expostas em meio normal na dosagem de 6kg/m³ apresentou uma redução de 13,5% em relação a dosagem de 3kg/m³.

As amostras expostas em meio agressivo, tanto as de CRFA e CRFP tiveram variações em seus resultados. As amostras de CRFA na dosagem de 40kg/m³ apresentou um aumento de 10,8% em relação a dosagem de 20kg/m³, enquanto que as amostras de CRFP na dosagem de 6kg/m³ apresentou redução de 16,2% em relação a dosagem de 3kg/m³.

3) Quanto à resistência equivalente

As amostras analisadas de concreto reforçado com fibras de aço (CFRA) expostos 28 dias em câmara úmida na dosagem de 40kg/m³ apresentou aumento de 29% em relação a dosagem de 20kg/m³. O concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) analisados aos 28 dias de idade na dosagem de 6kg/m³ apresentou diminuição de 12,1% em relação a dosagem de 3kg/m³.

Em se tratando do meio normal, o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) na dosagem de 40kg/m³ apresentou uma redução de 21,7% em relação a dosagem de 20kg/m³, o mesmo acontecendo com o concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP), em que na dosagem de 6kg/m³ houve uma redução de 6,3% em relação a dosagem de 3kg/m³.

No meio agressivo, o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) na dosagem de 40kg/m³ apresentou redução de 12,6% em relação a dosagem de 20kg/m³. Concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) na dosagem de 6kg/m³ houve redução de 7,3% em relação a dosagem de 3kg/m³.

4) Quanto às resistências residuais

Primeiramente serão relatadas as conclusões referentes às resistências residuais correspondentes ao deslocamento L/150.

No concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) nas dosagens de 20 e 30kg/m³ houve estabilidade de resultados e aumento em 64,3% na dosagem de 40kg/m³ em relação a dosagem de 20kg/m³, das amostras expostas 28 dias em câmara úmida, contrapondo com os resultados em exposição em meios normal e agressivo, os quais tiveram variações em seus resultados, ou seja, para o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) em meio normal houve redução de 13% para dosagem de 40kg/m³ em relação a dosagem de 20kg/m³, enquanto que no meio agressivo houve aumento de 10,5% para dosagem de 40kg/m³ em relação a dosagem de 20kg/m³.

Para o concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP), aos 28 dias houve estabilidade de resultado, enquanto que nos meios normal e agressivo houve variação de resultados. No meio normal, na dosagem de 6kg/m³ a variação foi de 166,7% em relação a dosagem de 3kg/m³, e no meio agressivo a variação entre a dosagem de 3kg/m³ e a dosagem de 6kg/m³ atingiu 250%.

Com relação às resistências residuais correspondentes ao deslocamento L/600, as amostras de concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) expostos 28 dias em câmara úmida apresentaram resultados diferenciados. Na dosagem de 40kg/m³, apresentou um valor de 50% em relação a dosagem de 20kg/m³. Aos 60 dias em meio normal houve instabilidade nos resultados, da dosagem de 20kg/m³ para a dosagem de 30kg/m³ houve diminuição de valor na ordem de

16%, mas de 30kg/m³ para 40kg/m³ houve aumento na ordem de 16%. Para a exposição de 60 dias em meio agressivo na dosagem de 40kg/m³, apresentou valor de 20% maior em relação a dosagem de 20kg/m³.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Os estudos sobre fratura em concretos reforçados com fibras ainda não são muito explorados. Por este motivo certamente há vários tópicos a serem estudados.

Este trabalho amplia os interesses em contribuir para novos estudos, apresentando algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Estudar os mecanismos de fratura por meio da análise de imagens, relacionando a microestrutura com as propriedades mecânicas do concreto reforçado com fibras;
- Avaliar os efeitos da adição de outros tipos de cimentos e aditivos no comportamento do concreto reforçado com fibras em meios normal e agressivo;
- Estudar o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) e concreto reforçado com fibras de polipropileno (CRFP) em propagação de trinca por fadiga e tenacidade à fratura em meio agressivo num período mínimo de 180 dias em água do mar sintética;
- Estudar o comportamento do concreto reforçado com fibras de aço galvanizadas em meio agressivo num período mínimo de 180 dias em água do mar sintética.

Referências

AGOPYAN, V. **Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento: o uso das fibras vegetais**. 1991. 204p. Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C1018**: standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading). West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 1997. 8p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C125**: standard terminology relating to concrete and concrete aggregates. West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 2007. 5p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **C1609/C1609M**: standard method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point-loading). West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 2010. 9p.

ANDERSON, T. L. **Fracture mechanics. Fundamentals and applications**. United States of America: CRC Press LLC. Second edition, 1995. p.14-15.

ARMELIN, H. S. **Contribuição ao estudo do concreto projetado por via seca com fibras de aço destinado ao revestimento de túneis NATM**. 1992. 145p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

ARMELIN, H. S.; HELENE, P. R. L. Physical and mechanical properties of steel fiber reinforced dry-mix shotcrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.92, n.3, p.258-267, May-June, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11579**: cimento Portland – determinação da finura por meio da peneira 75 µm (nº 200). Rio de Janeiro, 1991. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12654**: controle tecnológico de materiais componentes do concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2000. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12655**: concreto – preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro, 2006. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15530**: Fibras de aço para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2007. 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 23**: cimento Portland e outros materiais em pó – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: agregados – determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45**: agregado em estado solto – determinação da massa unitária. Rio de Janeiro, 2006. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 46**: agregados – determinação do material fino que passa através da peneira 75 μ m, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 53**: agregado graúdo – determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739**: concreto – ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 170p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 65**: cimento Portland – determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, 2003. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7215**: cimento Portland – determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7218**: agregados – determinação do teor de argila em torrões e materiais fiáveis. Rio de Janeiro, 2010. 2p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7225**: Materiais de pedra e agregados: - Terminologia. Rio de Janeiro, 1993. 7p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9575**: impermeabilização – seleção e projeto. Rio de Janeiro, 2003. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 49**: agregado miúdo – determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: agregado miúdo – determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2002. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67**: concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998. 8p.

BANTHIA, N.; TROTTIER, J. Concrete reinforced with deformed steel fiber, part I: bond-slip mechanisms. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.91, n.5, p.435-446, September-October, 1994.

BASTOS, P. S. S. **Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçado com fibras de aço**. 1999. 256p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos.

BAYASI, Z.; MCINTYRE, M. Application of fibrillated polypropylene fibers for restraint of plastic shrinkage cracking in silica fume concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.99, n.4, p.337-344, July-August, 2002.

BAYASI, Z.; ZENG, J. Properties of polypropylene fiber reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.90, n.6, p.605-610, November-December, 1993.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fiber reinforced cementitious composites**. New York: Elsevier Applied Science. 2005. 474p.

BINDIGANAVILE, V.; BANTHIA, N. Polymer and steel fiber-reinforced cementitious composites under impact loading – part 1: bond-slip response. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.98, n.1, p.10-16, January-February, 2001.

BITTENCOURT, T. N. **Faturamento do concreto estrutural: aspectos teóricos, computacionais e experimentais, e suas aplicações**. 1999. 246p. Tese (Livre Docência). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

BORGES, J. U. A. **Análise do comportamento de vigas de concreto de alto desempenho por meio da mecânica da fratura**. 2002. 311p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

BORGES, J. U. A. et.al. Aplicações práticas da mecânica da fratura às estruturas de concreto. **Instituto Brasileiro do Concreto**. In: 43º Congresso Brasileiro do Concreto. 2001. Foz do Iguaçu-Paraná. p.1-14.

BROOMFIELD, J. P. **Corrosion of steel in concrete. Understanding, investigation and repair**. United States of America: Taylor & Francis group. 2007. 277p.

CALLISTER, W. D.; RETHWISCH, D. G. **Materials science and engineering: an introduction**. 8th Ed.; John Wiley and Sons, United States of America, 2010. p.675-675.

CARNIO, M. A. **Propagação de trincas por fadiga do concreto reforçado com baixos teores de fibra**. 2009. 145p. Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia Mecânica. Universidade de Campinas, Campinas.

CHERN, J.; YOUNG, C. Study of factors influencing drying shrinkage of steel fiber reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.87, n.2, March-April 1990, p.123-129.

CUSSON, D.; LOUNIS, Z.; DAIGLE, L. Benefits of internal curing of service life and life-cycle cost of high-performance concrete bridge decks: a case study. **Cement and concrete composite**. v.32, n.5. May 2010. p.339-350.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT ES 083**: tratamento de trincas e fissuras. Instituto Pesquisa Rodoviária, Rio de Janeiro, 2006. 5p.

DIETER, G. E. **Mechanical metallurgy. SI Metric Edition**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1988. p.241-241.

FERREIRA, A. B. H. **Novo dicionário da língua portuguesa**. Curitiba: Ed. Positivo, 4ª ed, 2009. p.892-892.

FERREIRA, I. **Propriedades mecânicas dos materiais e mecanismos de Fratura: Parte B**. 2008. p.53-66. Notas de aula. Disciplina EM 738. Departamento de Engenharia de Materiais. Faculdade de Engenharia Mecânica. Universidade de Campinas, Campinas.

FERREIRA, L. E. T. **Sobre a resistência ao faturamento do concreto e do concreto reforçado com fibras de aço**. 2002. 327p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo**. Boletim Técnico: BT/PCC/260. 2000. 69p. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo.

FUSCO, P. B. **Tecnologia do concreto estrutural: tópicos aplicados**. São Paulo: Pini, 2008. p.48-63.

GDOUTOS, E. E. **Fracture mechanics. An introduction.** Second edition. United States of America: Springer, 2005. p.1-5.

GENTIL, V. **Corrosão.** 5ª ed. Rio de Janeiro: LTC-Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2007. p.1-1.

GJORV, O. E. **Durability design of concrete. Structures in severe environment.** United States of America: Taylor& Francis, 2009. p.69-71

GROSS, D.; SEELIG, T. **Fracture mechanics. With an Introduction to Micromechanics.** Second Edition. New York: Springer Heidelberg Dordrecht, 2011. 326p.

GROSSI, B. F. **Uma contribuição para a modelagem numérica do concreto com fibras curtas de aço.** 2006. 196p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas, Gerais Belo Horizonte.

GUETTI, P. C. et. al. Métodos experimentais para determinação de propriedades do concreto baseadas na mecânica da fratura. **Instituto Brasileiro do concreto.** In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto. Bento Gonçalves. Rio Grande do Sul. Setembro, 2007. p 1-19.

GUIMARÃES, M. C. N. **Análise dos critérios para quantificação da tenacidade dos concretos reforçados com fibras de aço.** 2001. 192p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

GUIMARÃES, M. C. N.; FIGUEIREDO, A. D. **Fatores intervenientes na tenacidade à flexão dos concretos reforçados com fibras de aço.** Boletim Técnico: BT/PCC/337. 2003. 28p. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo.

HIGASHIYAMA, H.; BANTHIA, N. Correlating flexural and shear toughness of lightweight fiber-reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal.** v.105, n.3, p.251-257. May-June, 2008.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **JSCE-SF4:** method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. Part III-2. Concrete Library International. n.3, June, 1984. p.58-61.

JIANG, Z; BANTHIA, N. Size effects in flexural toughness of fiber reinforced concrete. **ASTM: Journal of testing and evaluation**. v.38, n.3. January, 2010. p.1-7

KOSA e NAAMAN. Corrosion of steel fiber reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.87, n.1, p.27-37. January-February, 1990.

KUMAR, S.; BARAI, S. V. **Concrete fracture models and applications**. New York, United States of America: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2011. p.19-20.

LARSON, J. W. Introduction to corrosion of ferrous metals. In: American Society for Metals International. **ASM Handbook Volume 13B: Corrosion Materials**. Materials Park, Ohio, United States of America: Society for Metals International, 2005. p.3-4.

LENS, L. N. **Modelos para análise de fratura do concreto simples empregando interfaces coesivas**. 2009. 113p. Tese (Doutorado). Escola de engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Li, Z. **Advanced concrete technology**. New Jersey: John Wiley e Son, Inc., 2011. 506p.

MATHER, Bryant. Concrete durability. **Cement and Concrete Composites**. v.26. n.1, p. 3-4, January, 2004.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concrete. Microstructure, properties and materials**. Third edition. United States America: McGraw-Hill, 2006. 659p.

MEYERS, M. A.; CHAWLA, K. K. **Mechanical behavior of materials**. New York. United States of America: Cambridge University Press, 2009. p.404-521.

MIRSAYAH, A. A.; BANTHIA, N. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.99, n.5, p.473-479, September-October, 2002.

NAAMAN, A. E. High performance fiber reinforced cement composites: classification and applications. **International Workshop. Cement Based Materials and Civil Infrastructure. University of Engineering and Technology.** Karachi, Pakistan. December, 2007. p389-401.

NAAMAN, A. E.; NAJM, H. Bond-slip mechanisms of steel fibers in concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.88, n.2, p. 135-145, March-April, 1991.

NUNES, N. L. **Estudo da influência da geometria da fibra de aço na tenacidade à flexão dos compósitos da matriz de concreto.** 1998. 193p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo São Paulo.

NATIONAL ASSOCIATION OF CORROSION ENGINEERS/AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS **G193-11a.** Standard terminology and acronyms relating to corrosion. West Conshohocken, Pennsylvania, United States of America, 2011. 20p.

NUNES, N. L.; AGOPYAN, V. **A influencia do fator de forma na tenacidade à flexão do concreto reforçado com fibras de aço.** Boletim Técnico: BT/PCC/225. 1998. 18p. Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo.

PAULON, V. A. **Estudos da microestrutura da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado.** 1991. 190p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo.

POMPEU NETO, B. B. **Efeito do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo na resistência e energia de fratura do concreto.** 2004, 234p. Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia Mecânica. Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de concreto armado.** 2001. 112p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.

RILEM 50-FMC. COMMITTEE FRACTURE MECHANICS OF CONCRETE. Determination of fracture energy of mortar and concrete by means of three-point bend tests on notched beams. **Materials and Structures.** v.18, n.106, p. 285-290, July-August, 1985.

ROBERGE, P. R. **Corrosion engineering. Principles and practice.** United States of America: McGraw Hill, 2008. 754p.

RODRIGUES, P. P. F. **Manual de pisos industriais: fibras de aço e protendido.** São Paulo: Pini, 2010. p.65-77.

ROSSI, P. Steel fiber reinforced concretes (SFRC): an example of French research. **American Concrete Institute. Materials Journal**, v.91, n.3, p.273-279, May-June, 1994.

SARZALEJO, A. G. et. al. **Fibras como elemento estrutural para reforço de concreto.** Manual Técnico. São Paulo: Maccaferri Industrial Group, 2008. 247p.

SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. **Fracture mechanics of concrete. Applications of fracture mechanics to concrete, rock, and other quasi-brittle materials.** New York. United States of America: John Wiley & Sons, Inc., 1995. p.1-97.

SHI, Z. Crack. **Analysis in structural concrete. Theory and applications.** United States of America: Elsevier Ltd., 2009. p.324-325.

SORANAKOM, C; MOBASHER, B. Flexural design of fiber-reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**. v.106, n.5, p.461-469, September-October, 2009.

SOROUSHIAN, P.; BAYASI, Z. Fiber-type effects on the performance of steel fiber reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**. v.88, n.2, p.129-134, March-April, 1991.

SOROUSHIAN, P.; KHAN, A.; HSU, J. Mechanical properties of concrete materials reinforced with polypropylene or polyethylene fibers. **American Concrete Institute. Materials Journal**. v.89, n.6, p.535-540, November-December, 1992.

SOROUSHIAN, P.; LEE, C. Distribution and orientation of fibers in steel reinforced concrete. **American Concrete Institute. Materials Journal**. v.87, n.5, p.433-439, September-October, 1990.

SOUZA, V. C. M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2009. p.27-81.

TORRICO, I. F. A. **Tenacidade à fratura em condições elasto-plásticas com corpos de prova não normalizados para aços API 5L: análise numérica e experimental**. 2006. 160p. Tese (Doutorado). Faculdade de Engenharia Mecânica. Universidade de Campinas, Campinas.

TSAI, C. Durability design and application of steel fiber reinforced concrete in Taiwan. **Arabian journal for Science and Engineering**. V.34, n.1B, p.57-79, April, 2009.

WU et. al. Reconstruction and analysis of 3-D profile of fracture surface of concrete. **Cement and Concrete Research**. v.30, p.981-987. March, 2000.

APÊNDICE A – Resultados obtidos dos ensaios relacionados no trabalho.

Apêndice A 1 - Medições dos abatimentos do concreto fresco, através do ensaio de abatimento de tronco de cone, prescrito pela norma NBR 7273 (ABNT, 1992).

CONCRETO	SLUMP TEST (mm)		
	Compressão Axial	Tração na Flexão	Tenacidade à Fratura
CR	140	140	145
CRFA 20kg/m ³	125	120	120
CRFA 30kg/m ³	115	120	115
CRFA 40kg/m ³	115	115	115
CRFP 3kg/m ³	130	130	125
CRFP 4,5kg/m ³	115	110	110
CRFP 6kg/m ³	100	100	100

Apêndice A 2 - Ensaio de resistência à compressão axial.

Tipo de concreto		Resistência à compressão (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
CR	CP1	35,0	35,6	36,9
	CP2	34,9	33,8	37,2
	Média	34,9	34,7	37,1
CRFA – 20kg/m ³	CP1	25,1	28,5	29,2
	CP2	24,7	27,7	30,2
	Média	24,9	28,1	29,7
CRFA – 30kg/m ³	CP1	27,6	29,8	32,7
	CP2	25,8	29,9	33,4
	Média	26,7	29,8	33,0
CRFA – 40kg/m ³	CP1	30,8	33,7	33,2
	CP2	31,4	32,2	34,5
	Média	31,1	33,0	33,8
CRFS – 3kg/m ³	CP1	30,3	26,6	29,6
	CP2	31,2	26,5	29,7
	Média	30,8	26,6	29,7
CRFS – 4,5kg/m ³	CP1	27,7	27,7	31,0
	CP2	27,0	27,9	31,1
	Média	27,3	27,8	31,4
CRFS – 6kg/m ³	CP1	27,0	26,9	30,1
	CP2	26,0	26,9	30,7
	Média	26,5	26,9	30,4

Apêndice A 3 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tração na flexão aos 28 dias expostos em câmara úmida.

Tipo de concreto	CP	Largura-altura	1ª medida	2ª medida	Média
CR	CP1	b	150,4	150,3	150,4
		d	151,1	151,2	151,2
	CP2	b	151,4	151,4	151,4
		d	150,5	150,7	150,6
CRFA 20kg/m ³	CP1	b	151,8	151,6	151,7
		d	152,5	152,5	152,5
	CP2	b	151,6	151,6	151,6
		d	152,1	152,3	152,2
CRFA 30kg/m ³	CP1	b	150,9	150,8	150,9
		d	151,1	151,2	151,2
	CP2	b	151,4	151,4	151,4
		d	152,9	152,8	152,9
CRFA 40kg/m ³	CP1	b	151,3	151,3	151,3
		d	152,9	152,8	152,9
	CP2	b	150,8	150,9	150,9
		d	151,4	151,7	151,6
CRFP 3kg/m ³	CP1	b	149,5	149,9	149,7
		d	150,6	150,4	150,5
	CP2	b	150,3	150,3	150,3
		d	151,8	151,7	151,8
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	b	151,2	151,3	151,3
		d	152,4	152,1	152,3
	CP2	b	150,4	150,3	150,4
		d	153,6	153,2	153,4
CRFP 6kg/m ³	CP1	b	148,9	148,7	148,8
		d	150,5	150,5	150,5
	CP2	b	150,4	150,5	150,5
		d	151,4	151,4	151,4

Apêndice A 4 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tração na flexão aos 60 dias expostos em meio normal.

Tipo de concreto	CP	Largura-altura	1ª medida	2ª medida	Média
CR	CP1	b	149,8	150,0	149,9
		d	151,3	151,3	151,3
	CP2	b	150,6	150,8	150,7
		d	149,9	149,7	149,8
CRFA 20kg/m ³	CP1	b	150,7	150,6	150,7
		d	151,6	151,4	151,5
	CP2	b	152,3	152,3	152,3
		d	151,6	151,8	151,7
CRFA 30kg/m ³	CP1	b	150,8	150,8	150,8
		d	151,6	151,2	151,2
	CP2	b	150,7	150,6	150,7
		d	151,3	151,0	151,2
CRFA 40kg/m ³	CP1	b	150,4	150,6	150,5
		d	150,7	150,4	150,6
	CP2	b	150,6	150,6	150,6
		d	151,0	150,8	150,9
CRFP 3kg/m ³	CP1	b	149,8	150,0	149,9
		d	150,4	150,4	150,4
	CP2	b	149,7	149,7	149,7
		d	150,2	149,8	150,0
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	b	150,9	150,9	150,9
		d	151,3	151,4	151,4
	CP2	b	151,0	151,3	151,2
		d	150,7	150,9	150,8
CRFP 6kg/m ³	CP1	b	149,7	149,8	149,8
		d	148,8	149,0	148,9
	CP2	b	150,4	150,4	150,4
		d	151,2	151,3	151,3

Apêndice A 5 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tração na flexão aos 60 dias expostos em meio agressivo.

Tipo de concreto	CP	Largura-altura	1ª medida	2ª medida	Média
CR	CP1	b	152,9	152,8	152,9
		d	151,8	151,6	151,7
	CP2	b	151,7	151,7	151,7
		d	150,4	150,4	150,4
CRFA 20kg/m ³	CP1	b	150,9	150,8	150,9
		d	151,3	151,2	151,3
	CP2	b	149,7	149,7	149,7
		d	150,5	150,6	150,6
CRFA 30kg/m ³	CP1	b	152,3	152,0	152,2
		d	151,9	151,6	151,8
	CP2	b	150,3	150,5	150,4
		d	153,2	153,5	153,4
CRFA 40kg/m ³	CP1	b	151,4	151,3	151,4
		d	151,1	151,2	151,2
	CP2	b	150,7	150,7	150,7
		d	150,3	150,5	150,4
CRFP 3kg/m ³	CP1	b	150,8	150,8	150,8
		d	151,1	151,1	151,1
	CP2	b	151,0	151,2	151,1
		d	150,5	150,4	150,5
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	b	150,9	151,1	151,0
		d	151,3	151,2	151,3
	CP2	b	151,4	151,5	151,5
		d	151,0	151,2	151,1
CRFP 6kg/m ³	CP1	b	152,7	152,6	152,7
		d	151,0	151,2	151,1
	CP2	b	150,5	150,4	150,5
		d	151,2	151,2	151,2

Apêndice A 6 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tenacidade na flexão aos 28 dias expostos em câmara úmida.

Tipo de concreto	CP	Largura-altura	1ª medida	2ª medida	Média
CR	CP1	b	150,2	150,3	150,3
		d	150,1	150,1	150,1
	CP2	b	150,1	151,2	150,7
		d	150,2	150,3	150,3
CRFA 20kg/m ³	CP1	b	150,2	150,0	150,1
		d	150,3	150,3	150,3
	CP2	b	150,2	150,1	150,2
		d	150,2	150,2	150,2
CRFA 30kg/m ³	CP1	b	150,1	150,2	150,2
		d	150,1	150,1	150,1
	CP2	b	150,1	150,0	150,1
		d	150,2	150,3	150,3
CRFA 40kg/m ³	CP1	b	150,3	150,3	150,3
		d	150,2	150,2	150,2
	CP2	b	150,2	150,1	150,2
		d	150,1	150,3	150,2
CRFP 3kg/m ³	CP1	b	150,3	150,5	150,4
		d	150,3	150,2	150,3
	CP2	b	150,2	150,2	150,2
		d	150,3	150,3	150,3
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	b	150,1	150,2	150,2
		d	150,3	150,3	150,3
	CP2	b	150,1	150,3	150,2
		d	150,2	150,2	150,2
CRFP 6kg/m ³	CP1	b	150,2	150,2	150,2
		d	150,1	150,0	150,1
	CP2	b	150,1	150,3	150,2
		d	150,1	150,3	150,2

Apêndice A 7 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tenacidade na flexão aos 60 dias expostos em meio normal.

Tipo de concreto	CP	Largura-altura	1ª medida	2ª medida	Média
CR	CP1	b	148,8	149,1	149,0
		d	150,9	150,9	150,9
	CP2	b	150,1	150,1	150,1
		d	149,6	149,7	149,7
CRFA 20kg/m ³	CP1	b	150,9	151,1	151,0
		d	151,0	151,0	151,0
	CP2	b	149,7	149,9	149,8
		d	149,7	149,7	149,7
CRFA 30kg/m ³	CP1	b	150,1	150,1	150,1
		d	150,4	150,3	150,4
	CP2	b	148,4	148,8	148,6
		d	150,1	150,1	150,1
CRFA 40kg/m ³	CP1	b	150,2	150,2	150,2
		d	152,5	152,1	152,3
	CP2	b	150,1	150,1	150,1
		d	152,4	152,3	152,4
CRFP 3kg/m ³	CP1	b	150,7	150,4	150,6
		d	152,6	152,4	152,5
	CP2	b	149,6	149,8	149,7
		d	150,4	150,4	150,4
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	b	149,8	150,0	149,9
		d	151,5	151,5	151,5
	CP2	b	149,5	149,6	149,6
		d	152,0	151,8	151,9
CRFP 6kg/m ³	CP1	b	149,4	149,6	149,5
		d	151,5	151,2	151,4
	CP2	b	149,3	149,5	149,4
		d	150,6	150,2	150,4

Apêndice A 8 - Dimensões das larguras (b) e alturas (d) na seção de ruptura dos corpos-de-prova do ensaio de tenacidade na flexão aos 60 dias expostos em meio agressivo.

Tipo de concreto	CP	Largura-altura	1ª medida	2ª medida	Média
CR	CP1	b	150,5	150,5	150,5
		d	151,6	151,5	151,6
	CP2	b	150,1	150,3	150,2
		d	150,8	150,6	150,7
CRFA 20kg/m ³	CP1	b	151,1	151,1	151,1
		d	150,8	150,6	150,7
	CP2	b	150,2	150,3	150,3
		d	151,0	151,3	151,2
CRFA 30kg/m ³	CP1	b	149,8	150,1	150,0
		d	150,2	150,2	150,2
	CP2	b	150,6	150,5	150,6
		d	151,1	151,1	151,1
CRFA 40kg/m ³	CP1	b	150,6	150,6	150,6
		d	150,6	150,6	150,6
	CP2	b	150,8	150,7	150,8
		d	151,0	151,2	151,1
CRFP 3kg/m ³	CP1	b	151,1	150,9	151,0
		d	150,8	150,9	150,9
	CP2	b	150,2	150,3	150,3
		d	150,6	150,6	150,6
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	b	150,1	150,1	150,1
		d	150,3	150,4	150,4
	CP2	b	150,3	150,3	150,3
		d	150,6	150,5	150,6
CRFP 6kg/m ³	CP1	b	150,6	150,6	150,6
		d	150,2	150,2	150,2
	CP2	b	150,2	150,5	150,4
		d	151,2	151,1	151,2

Apêndice A 9 - Resistência à tração na flexão - equipamento de marca KRATOS-50t-série:3108.

Tipo de concreto		Resistência à tração na flexão (MPa)		
		28 dias	60 dias em exposição em meio	
			Normal	Agressivo
CR	CP1	3,6	4,4	4,2
	CP2	4,0	4,4	4,2
	Média	3,8	4,4	4,2
CRFA – 20kg/m ³	CP1	4,2	4,4	4,2
	CP2	4,0	4,2	4,2
	Média	4,1	4,3	4,2
CRFA – 30kg/m ³	CP1	4,5	4,3	4,5
	CP2	4,2	4,1	4,7
	Média	4,4	4,2	4,6
CRFA – 40kg/m ³	CP1	4,5	4,4	4,8
	CP2	4,8	4,2	5,0
	Média	4,7	4,3	4,9
CRFS – 3kg/m ³	CP1	5,0	4,2	5,0
	CP2	4,7	4,2	4,9
	Média	4,8	4,2	4,9
CRFS – 4,5kg/m ³	CP1	5,4	4,6	5,1
	CP2	5,2	5,1	5,1
	Média	5,3	4,8	5,1
CRFS – 6kg/m ³	CP1	5,1	5,1	5,0
	CP2	5,1	5,0	5,1
	Média	5,1	5,0	5,1

Apêndice A 10 - Fator de tenacidade – Corpos-de-prova expostos por 28 dias em câmara úmida.

Tipo de concreto	CP	T _b (N.mm)	b (mm)	d (mm)	FT (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP1	33.901,95	150,1	150,3	1,50
	CP2	41.921,56	150,2	150,2	1,86
	Média	37.911,76	150,15	150,3	1,68
CRFA 30kg/m ³	CP1	37.942,66	150,2	150,1	1,68
	CP2	41.676,19	150,1	150,3	1,84
	Média	39.809,43	150,15	150,2	1,76
CRFA 40kg/m ³	CP1	48.384,04	150,3	150,2	2,14
	CP2	52.327,15	150,2	150,2	2,32
	Média	50.355,60	150,25	150,2	2,23
CRFP 3kg/m ³	CP1	22.759,19	150,4	150,3	1,00
	CP2	23.912,91	150,2	150,3	1,06
	Média	23.336,05	150,30	150,3	1,03
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	22.915,30	150,2	150,3	1,01
	CP2	32.206,65	150,2	150,2	1,43
	Média	27.560,98	150,20	150,3	1,22
CRFP 6kg/m ³	CP1	14.046,38	150,2	150,1	0,62
	CP2	32.616,63	150,2	150,2	1,44
	Média	23.331,51	150,20	150,2	1,03

Apêndice A 11 - Fator de tenacidade – Corpos-de-prova expostos por 60 dias em meio normal.

Tipo de concreto	CP	T _b (N.mm)	b (mm)	d (mm)	FT (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP1	64.680,91	151,0	151,0	2,82
	CP2	52.750,30	149,8	149,7	2,36
	Média	58.715,61	150,4	150,4	2,59
CRFA 30kg/m ³	CP1	35.817,26	150,1	150,4	1,58
	CP2	57.777,11	148,6	150,1	2,59
	Média	46.797,19	149,4	150,3	2,08
CRFA 40kg/m ³	CP1	52.484,04	150,2	152,3	2,26
	CP2	59.355,43	150,1	152,4	2,55
	Média	55.919,74	150,2	152,4	2,41
CRFP 3kg/m ³	CP1	34.924,30	150,6	152,5	1,50
	CP2	35.245,18	149,7	150,4	1,56
	Média	35.084,74	150,2	151,5	1,53
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	29.496,71	149,9	151,5	1,29
	CP2	24.862,88	149,6	151,9	1,08
	Média	27.179,80	149,8	151,7	1,18
CRFP 6kg/m ³	CP1	24.651,07	149,5	151,4	1,08
	CP2	30.240,77	149,4	150,4	1,34
	Média	27.445,92	149,5	150,9	1,21

Apêndice A 12 - Fator de tenacidade – Corpos-de-prova expostos por 60 dias em meio agressivo.

Tipo de concreto	CP	T _b (N.mm)	b (mm)	d (mm)	FT (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP1	41.490,98	151,1	150,7	1,814
	CP2	59.436,33	150,3	151,2	2,595
	Média	50.463,66	150,7	151,0	2,204
CRFA 30kg/m ³	CP1	42.648,31	150,0	150,2	1,890
	CP2	33.321,44	150,6	151,1	1,454
	Média	37.984,88	150,3	150,7	1,670
CRFA 40kg/m ³	CP1	33.321,44	150,6	150,6	1,463
	CP2	63.935,83	150,8	151,1	2,786
	Média	48.628,64	150,7	150,9	2,127
CRFP 3kg/m ³	CP1	34.924,06	151,0	150,9	1,524
	CP2	35.247,49	150,3	150,6	1,551
	Média	35.085,78	150,7	150,8	1,537
CRFP 4,5kg/m ³	CP1	29.503,24	150,1	150,4	1,303
	CP2	24.863,81	150,3	150,6	1,094
	Média	27.183,53	150,2	150,5	1,199
CRFP 6kg/m ³	CP1	24.651,06	150,6	150,2	1,088
	CP2	30.241,21	150,4	151,2	1,319
	Média	27.446,14	150,5	150,7	1,205

Apêndice A 13 - Resultados do ensaio de tenacidade (resistência à flexão – máquina universal EMIC-DL30000F) – corpos-de-prova expostos por 28 dias em câmara úmida.

Tipo de concreto	CP	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	Resistência à flexão (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP3	23.716	150,1	150,3	3,147
	CP4	21.913	150,2	150,2	2,910
	Média	22.815	150,2	150,3	3,029
CRFA 30kg/m ³	CP5	24.522	150,2	151,1	3,218
	CP6	27.926	150,1	150,3	3,706
	Média	26.224	150,2	150,7	3,461
CRFA 40kg/m ³	CP7	22.923	150,3	150,2	3,042
	CP8	24.024	150,2	150,2	3,190
	Média	23.473	150,3	150,2	3,116
CRFP 3kg/m ³	CP9	23.624	150,4	150,3	3,129
	CP10	21.313	150,2	150,3	2,827
	Média	22.468	150,3	150,3	2,978
CRFP 4,5kg/m ³	CP11	23.116	150,2	150,3	3,066
	CP12	25.427	150,2	150,2	3,377
	Média	24.272	150,2	150,3	3,221
CRFP 6kg/m ³	CP11	26.039	150,2	150,1	3,463
	CP12	24.913	150,2	150,2	3,309
	Média	25.476	150,2	150,2	3,385

Apêndice A 14 - Resultados do ensaio de tenacidade (resistência à flexão – máquina universal EMIC-DL30000F) –
Corpos-de-prova expostos por 60 dias em meio normal.

Tipo de concreto	CP	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	Resistência à flexão (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP17	27.221	151	151	3,558
	CP18	24.921	149,8	149,7	3,341
	Média	26.071	150,4	150,4	3,451
CRFA 30kg/m ³	CP19	23.526	150,1	150,4	3,118
	CP20	28.421	148,6	150,1	3,820
	Média	25.973	149,4	150,3	3,467
CRFA 40kg/m ³	CP21	31.739	150,2	152,3	4,100
	CP22	31.728	150,1	152,4	4,096
	Média	31.734	150,1	152,4	4,099
CRFP 3kg/m ³	CP23	27.428	150,6	152,5	3,524
	CP24	29.819	149,7	150,4	3,963
	Média	28.623	150,2	151,5	3,740
CRFP 4,5kg/m ³	CP25	29.028	149,9	151,5	3,797
	CP26	28.816	149,6	151,9	3,757
	Média	28.922	149,8	151,7	3,777
CRFP 6kg/m ³	CP27	22.619	149,5	151,4	2,970
	CP28	25.125	149,4	150,4	3,346
	Média	23.872	149,5	150,9	3,157

Apêndice A 15 - Resultados do ensaio de tenacidade (resistência à flexão – máquina universal EMIC-DL30000F) –
Corpos-de-prova 60 dias expostos em meio agressivo.

Tipo de concreto	CP	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	Resistência à flexão (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP31	28.315	151,1	150,7	3,713
	CP32	28.122	150,3	151,2	3,683
	Média	28.218	150,7	151,0	3,698
CRFA 30kg/m ³	CP33	25.419	150,0	150,2	3,380
	CP34	25.427	150,6	151,1	3,328
	Média	25.423	150,3	150,7	3,354
CRFA 40kg/m ³	CP35	31.228	150,6	150,6	4,114
	CP36	31.220	150,8	151,1	4,080
	Média	31.224	150,7	150,9	4,097
CRFP 3kg/m ³	CP37	27.427	151,0	150,9	3,590
	CP38	29.433	150,3	150,6	3,885
	Média	28.430	150,7	150,8	3,737
CRFP 4,5kg/m ³	CP39	29.028	150,1	150,4	3,847
	CP40	28.826	150,3	150,6	3,805
	Média	28.927	150,2	150,5	3,826
CRFP 6kg/m ³	CP41	22.619	150,6	150,2	2,996
	CP42	25.142	150,4	151,2	3,290
	Média	23.880	150,5	150,7	3,144

Apêndice A 16 - Relatório de ensaio de tenacidade (JSCE SF4-1984; ASTM C1609/C1609M-10) – Corpos-de-prova expostos aos 28 dias em câmara úmida.

Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga na 1ª fissura (N)	Deformação na 1ª fissura (mm)	Modulo de ruptura (MPa)	Tenacidade na 1ª fissura (N.mm)
CR	CP1	23.321,96	0,051	3,1	797,79
	CP2	22.418,99	0,045	3,0	730,14
	Média	22.870,47	0,048	3,1	763,97
	Desvio Padrão	638,49	0,004	0,1	47,84
	C. V. (%)	2,79	9,126	2,3	6,26
CRFA 20kg/m³	CP1	23.716,31	0,061	3,1	1.075,31
	CP2	21.913,35	0,063	2,9	1.029,38
	Média	22.814,83	0,062	3,0	1.052,35
	Desvio Padrão	1.274,88	0,001	0,1	436,21
	C. V. (%)	5,59	2,154	4,7	41,45
CRFA 30kg/m³	CP1	24.521,51	0,063	3,3	1.086,48
	CP2	27.925,82	0,058	3,7	1.181,03
	Média	26.223,66	0,061	3,5	1.133,76
	Desvio Padrão	2.407,21	0,004	0,3	66,86
	C. V. (%)	9,18	5,832	8,1	5,90
CRFA 40kg/m³	CP1	22.922,85	0,066	3,0	780,52
	CP2	24.023,74	0,063	3,2	1.061,61
	Média	23.473,29	0,065	3,1	921,07
	Desvio Padrão	778,45	0,002	0,1	198,76
	C. V. (%)	3,32	2,746	4,6	21,58
CRFP 3kg/m³	CP1	23.623,89	0,045	3,1	693,52
	CP2	21.313,06	0,065	2,8	847,38
	Média	22.468,47	0,055	3,0	770,45
	Desvio Padrão	1.634,00	0,014	0,2	108,80
	C. V. (%)	7,27	25,307	7,1	14,12
CRFP 4,5kg/m³	CP1	23.115,73	0,058	3,1	894,56
	CP2	25.427,30	0,059	3,4	1.036,59
	Média	24.271,51	0,058	3,2	965,58
	Desvio Padrão	1.634,53	0,001	0,2	100,43
	C. V. (%)	6,73	1,521	6,6	10,40
CRFP 6kg/m³	CP1	26.038,58	0,022	3,5	378,12
	CP2	24.913,20	0,057	3,3	1.026,06
	Média	25.475,89	0,039	3,4	702,09
	Desvio Padrão	795,76	0,025	0,1	458,16
	C. V. (%)	3,12	63,630	4,2	65,26

Apêndice A 17 - Relatório de ensaio de tenacidade (JSCE SF4-1984; ASTM C1609/C1609M-10) – Corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio normal.

Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga na 1ª fissura (N)	Deformação na 1ª fissura (mm)	Modulo de ruptura (MPa)	Tenacidade na 1ª fissura (N.mm)
CR	CP1	25.631,31	0,062	3,4	1.022,90
	CP2	23.517,80	0,068	3,1	1.133,43
	Média	24.574,55	0,065	3,3	1.078,17
	Desvio Padrão	1.494,47	0,004	0,2	78,16
	C. V. (%)	6,08	6,778	6,4	7,25
CRFA 20kg/m³	CP1	27.221,07	0,045	4,2	750,57
	CP2	24.921,37	0,097	3,3	1.728,05
	Média	26.071,22	0,071	3,8	1.239,31
	Desvio Padrão	1.626,14	0,037	0,6	691,18
	C. V. (%)	6,24	52,169	16,7	55,77
CRFA 30kg/m³	CP1	23.525,96	0,048	3,1	710,15
	CP2	28.420,62	0,080	3,8	1.527,46
	Média	25.973,29	0,064	3,4	1.118,81
	Desvio Padrão	3.461,05	0,023	0,5	577,93
	C. V. (%)	13,33	36,049	14,6	51,66
CRFA 40kg/m³	CP1	31.738,87	0,057	4,1	1.102,49
	CP2	31.728,49	0,058	4,1	1.167,39
	Média	31.733,68	0,057	4,1	1.134,94
	Desvio Padrão	7,34	0,001	0,0	45,89
	C. V. (%)	0,02	1,554	0,0	4,04
CRFP 3kg/m³	CP1	27.428,00	0,050	3,5	914,87
	CP2	29.818,99	0,054	4,0	979,06
	Média	28.623,49	0,052	3,7	946,97
	Desvio Padrão	1.690,69	0,003	0,4	45,39
	C. V. (%)	5,91	6,000	9,6	4,79
CRFP 4,5kg/m³	CP1	29.028,19	0,062	3,8	1.205,87
	CP2	28.816,02	0,064	3,8	1.193,90
	Média	28.922,11	0,063	3,8	1.199,89
	Desvio Padrão	150,02	0,001	0,0	8,46
	C. V. (%)	0,52	2,056	0,0	0,71
CRFP 6kg/m³	CP1	22.618,69	0,044	3,0	692,45
	CP2	25.125,37	0,044	3,3	701,65
	Média	23.872,03	0,044	3,2	697,05
	Desvio Padrão	1.772,49	0,000	0,2	6,51
	C. V. (%)	7,42	0,000	6,6	0,93

Apêndice A 18 - Relatório de ensaio de tenacidade (JSCE SF4-1984; ASTM C1609/C1609M-10) – Corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio agressivo.

Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga na 1ª fissura (N)	Deformação na 1ª fissura (mm)	Modulo de ruptura (MPa)	Tenacidade na 1ª fissura (N.mm)
CR	CP1	29.221,07	0,037	3,3	799,42
	CP2	28.430,27	0,038	3,8	634,14
	Média	28.825,67	0,038	3,5	716,78
	Desvio Padrão	559,18	0,001	0,4	116,87
	C. V. (%)	1,94	0,001	10,1	16,30
CRFA 20kg/m³	CP1	28.314,54	0,052	3,7	908,84
	CP2	28.121,66	0,047	3,7	804,63
	Média	28.218,10	0,049	3,7	856,74
	Desvio Padrão	136,39	0,004	0,0	73,69
	C. V. (%)	0,48	7,252	0,0	8,60
CRFA 30kg/m³	CP1	25.419,14	0,043	3,4	704,66
	CP2	25.427,30	0,047	3,3	725,14
	Média	25.423,22	0,045	3,4	714,90
	Desvio Padrão	5,77	0,003	0,1	14,48
	C. V. (%)	0,02	5,976	2,1	2,03
CRFA 40kg/m³	CP1	31.228,49	0,046	4,2	868,61
	CP2	31.219,58	0,047	4,1	922,52
	Média	31.224,04	0,047	4,1	895,57
	Desvio Padrão	6,29	0,001	0,1	38,12
	C. V. (%)	0,02	1,911	1,7	4,26
CRFP 3kg/m³	CP1	27.427,30	0,050	3,6	925,55
	CP2	29.433,23	0,050	3,9	849,52
	Média	28.430,27	0,050	3,7	887,54
	Desvio Padrão	1.418,41	0,000	0,2	53,76
	C. V. (%)	4,99	0,889	5,7	6,06
CRFP 4,5kg/m³	CP1	29.028,19	0,064	3,8	1.264,62
	CP2	28.825,67	0,064	3,8	1.194,93
	Média	28.926,93	0,064	3,8	1.229,78
	Desvio Padrão	143,20	0,000	0,0	49,28
	C. V. (%)	0,50	0,000	0,0	4,01
CRFP 6kg/m³	CP1	22.618,69	0,047	3,0	751,14
	CP2	25.141,69	0,044	3,3	708,97
	Média	23.880,19	0,045	3,1	730,06
	Desvio Padrão	1.784,03	0,002	0,2	29,82
	C. V. (%)	7,47	3,928	6,8	4,08

Apêndice A 19 - Resistência equivalente para deslocamento vertical de L/150 – corpos-de-prova expostos aos 28 dias em câmara úmida.

Resistência equivalente (%) - 28 dias exposto em câmara úmida				
Tipo de concreto	CP	FT	f1	Re,3
CRFA 20kg/m ³	CP1	1,50	3,147	47,7
	CP2	1,86	2,910	63,9
	Média	1,68	3,029	55,5
CRFA 30kg/m ³	CP1	1,68	3,218	52,2
	CP2	1,84	3,706	49,6
	Média	1,76	3,461	50,9
CRFA 40kg/m ³	CP1	2,14	3,042	70,3
	CP2	2,32	3,19	72,7
	Média	2,23	3,116	71,6
CRFP 3kg/m ³	CP1	1,00	3,129	32,0
	CP2	1,06	2,827	37,5
	Média	1,03	2,978	34,6
CRFP 3kg/m ³	CP1	1,01	3,066	32,9
	CP2	1,43	3,377	42,3
	Média	1,22	3,221	37,9
CRFP 6kg/m ³	CP1	0,62	3,463	17,9
	CP2	1,44	3,309	43,5
	Média	1,03	3,385	30,4

Apêndice A 20 - Resistência equivalente para deslocamento vertical de L/150 – corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio normal.

Resistência equivalente (%) - 60 dias expostos em meio normal				
Tipo de concreto	CP	FT	f1	Re,3
CRFA 20kg/m ³	CP1	2,82	3,558	79,3
	CP2	2,36	3,341	70,6
	Média	2,59	3,451	75,1
CRFA 30kg/m ³	CP1	1,58	3,118	50,7
	CP2	2,59	3,82	67,8
	Média	2,08	3,467	60,0
CRFA 40kg/m ³	CP1	2,26	4,1	55,1
	CP2	2,55	4,096	62,3
	Média	2,41	4,099	58,8
CRFP 3kg/m ³	CP1	1,5	3,524	42,6
	CP2	1,56	3,963	39,4
	Média	1,53	3,74	40,9
CRFP 3kg/m ³	CP1	1,29	3,797	34,0
	CP2	1,08	3,757	28,7
	Média	1,18	3,777	31,2
CRFP 6kg/m ³	CP1	1,08	2,97	36,4
	CP2	1,34	3,346	40,0
	Média	1,21	3,157	38,3

Apêndice A 21 - Resistência equivalente para deslocamento vertical de L/150 – corpos-de-prova expostos aos 60 dias em meio agressivo.

Resistência equivalente (%) - 60 dias expostos em meio agressivo				
Tipo de concreto	CP	FT	f1	Re,3
CRFA 20kg/m ³	CP1	1,81	3,713	48,7
	CP2	2,59	3,683	70,3
	Média	2,2	3,698	59,5
CRFA 30kg/m ³	CP1	1,89	3,38	55,9
	CP2	1,45	3,328	43,6
	Média	1,67	3,354	49,8
CRFA 40kg/m ³	CP1	1,46	4,114	35,5
	CP2	2,79	4,08	68,4
	Média	2,13	4,097	52,0
CRFP 3kg/m ³	CP1	1,52	3,59	42,3
	CP2	1,55	3,885	39,9
	Média	1,54	3,737	41,2
CRFP 3kg/m ³	CP1	1,3	3,847	33,8
	CP2	1,09	3,805	28,6
	Média	1,2	3,826	31,4
CRFP 6kg/m ³	CP1	1,09	2,996	36,4
	CP2	1,32	3,29	40,1
	Média	1,2	3,144	38,2

Apêndice A 22 - Resistência residual – L/600 – corpos-de-prova expostos aos 28 dias em câmara úmida.

Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	f_{600}^{150} (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP 1	10.400	151,1	150,3	1,371
	CP 2	13.100	150,2	150,2	1,740
	Média	11.750	150,7	150,3	1,555
CRFA 30kg/m ³	CP 1	13.000	150,2	150,1	1,729
	CP 2	12.200	150,1	150,3	1,619
	Média	12.600	150,2	150,2	1,674
CRFA 40kg/m ³	CP 1	16.100	150,3	150,2	2,137
	CP 2	19.800	150,2	150,2	2,629
	Média	17.950	150,3	150,2	2,383
CRFP 3kg/m ³	CP 1	9.300	150,4	150,3	1,232
	CP 2	8.500	150,2	150,3	1,127
	Média	8.900	150,3	150,3	1,180
CRFP 4,5kg/m ³	CP 1	6.400	150,2	150,3	0,849
	CP 2	10.400	150,2	150,2	1,381
	Média	8400	150,2	150,3	1,115
CRFP 6kg/m ³	CP 1	12700	150,2	150,1	1,689
	CP 2	10100	150,2	150,2	1,341
	Média	11400	150,2	150,2	1,515

Apêndice A 23 - Resistência residual – L/600 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio normal.

Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	f_{600}^{150} (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP 1	20.900	151,1	150,7	2,741
	CP 2	17.400	150,3	151,2	2,279
	Média	19.150	150,7	151,0	2,510
CRFA 30kg/m ³	CP 1	11.200	150,0	150,2	1,489
	CP 2	20.700	150,6	151,1	2,709
	Média	15.950	150,3	150,7	2,104
CRFA 40kg/m ³	CP 1	16.700	150,6	150,6	2,200
	CP 2	21.600	150,8	151,1	2,823
	Média	19.150	150,7	150,9	2,513
CRFP 3kg/m ³	CP 1	17.200	151,0	150,9	2,251
	CP 2	14.700	150,3	150,6	1,941
	Média	15.950	150,7	150,8	2,096
CRFP 4,5kg/m ³	CP 1	11.300	150,1	150,4	1,498
	CP 2	11.500	150,3	150,6	1,518
	Média	11.400	150,2	150,5	1,508
CRFP 6kg/m ³	CP 1	8.100	150,6	150,2	1,073
	CP 2	10.200	150,4	151,2	1,335
	Média	9.150	150,5	150,7	1,205

Apêndice A 24 - Resistência residual – L/600 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio agressivo.

Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	f_{600}^{150} (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP 1	11.100	151,1	150,7	1,456
	CP 2	19.700	150,3	151,2	2,580
	Média	15.400	150,7	151,0	2,018
CRFA 30kg/m ³	CP 1	13.900	150	150,2	1,848
	CP 2	8.500	150,6	151,1	1,112
	Média	11.200	150,3	150,7	1,478
CRFA 40kg/m ³	CP 1	15.900	150,6	150,6	2,095
	CP 2	21.300	150,8	151,1	2,784
	Média	18.600	150,7	150,9	2,441
CRFP 3kg/m ³	CP 1	18.500	151	150,9	2,421
	CP 2	17.500	150,3	150,6	2,310
	Média	18.000	150,65	150,8	2,366
CRFP 4,5kg/m ³	CP 1	13.600	150,1	150,4	1,802
	CP 2	14.000	150,3	150,6	1,848
	Média	13.800	150,2	150,5	1,825
CRFP 6kg/m ³	CP 1	11.500	150,6	150,2	1,523
	CP 2	5.900	150,4	151,2	0,772
	Média	8.700	150,5	150,7	1,145

Apêndice A 25 - Resistência residual – L/150 – corpos-de-prova expostos durante 28 dias em câmara úmida.

Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	f_{600}^{150} (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP 1	8.400	151,1	150,3	1,107
	CP 2	12.600	150,2	150,2	1,673
	Média	10.500	150,7	150,3	1,389
CRFA 30kg/m ³	CP 1	10.000	150,2	150,1	1,330
	CP 2	11.100	150,1	150,3	1,473
	Média	10.550	150,2	150,2	1,402
CRFA 40kg/m ³	CP 1	14.700	150,3	150,2	1,951
	CP 2	19.800	150,2	150,2	2,629
	Média	17.250	150,3	150,2	2,290
CRFS 3kg/m ³	CP 1	3.800	150,4	150,3	0,503
	CP 2	4.900	150,2	150,3	0,650
	Média	4.350	150,3	150,3	0,577
CRFS 4,5kg/m ³	CP 1	4.700	150,2	150,3	0,623
	CP 2	7.400	150,2	150,2	0,983
	Média	6.050	150,2	150,3	0,803
CRFS 6kg/m ³	CP 1	1.400	150,2	150,1	0,186
	CP 2	7.500	150,2	150,2	0,996
	Média	4.450	150,2	150,2	0,591

Apêndice A 26 - Resistência residual – L/150 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio normal.

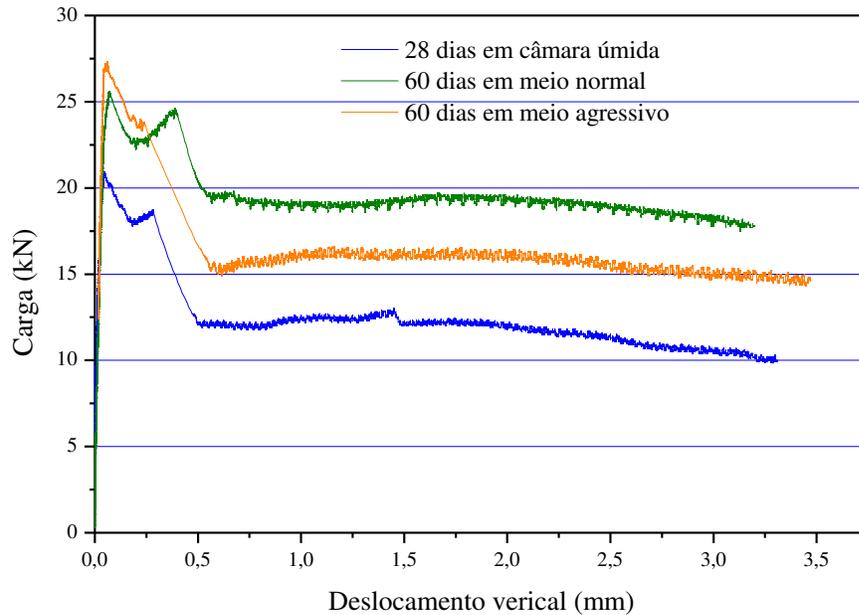
Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	f_{600}^{150} (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP 1	19.700	151,1	150,7	2,583
	CP 2	16.100	150,3	151,2	2,109
	Média	17.900	150,7	151,0	2,346
CRFA 30kg/m ³	CP 1	10.900	150,0	150,2	1,449
	CP 2	17.600	150,6	151,1	2,303
	Média	14.250	150,3	150,7	1,880
CRFA 40kg/m ³	CP 1	15.400	150,6	150,6	2,029
	CP 2	15.600	150,8	151,1	2,039
	Média	15.500	150,7	150,9	2,034
CRFS 3kg/m ³	CP 1	2.000	151,0	150,9	0,262
	CP 2	2.400	150,3	150,6	0,317
	Média	2.200	150,7	150,8	0,289
CRFS 4,5kg/m ³	CP 1	3.100	150,1	150,4	0,411
	CP 2	2.900	150,3	150,6	0,383
	Média	3.000	150,2	150,5	0,397
CRFS 6kg/m ³	CP 1	4.900	150,6	150,2	0,649
	CP 2	6.700	150,4	151,2	0,877
	Média	5.800	150,5	150,7	0,764

Apêndice A 27 - Resistência residual – L/150 – corpos-de-prova expostos durante 60 dias em meio agressivo.

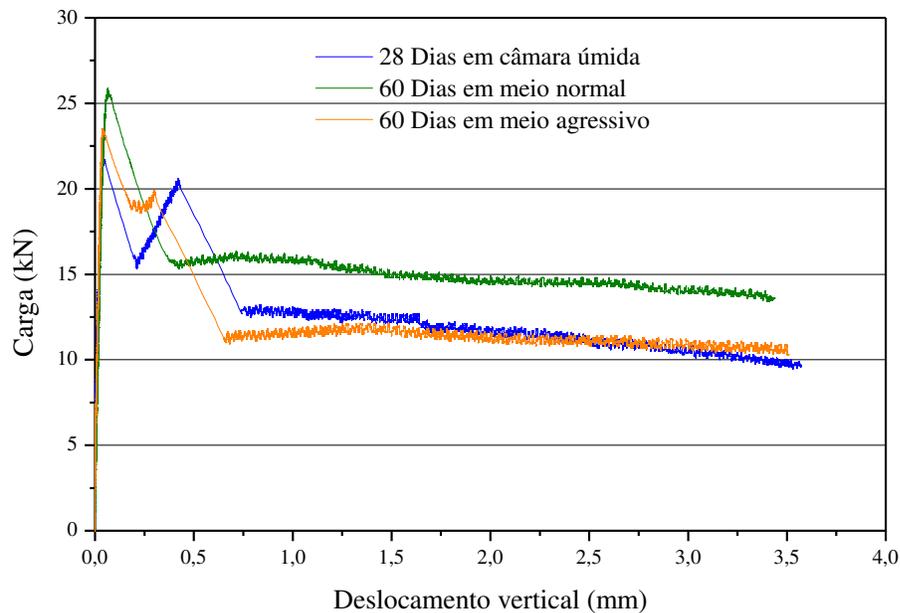
Tipo de concreto	Corpo-de-prova	Carga (N)	b (mm)	d (mm)	f_{600}^{150} (MPa)
CRFA 20kg/m ³	CP 1	12.000	151,1	150,7	1,574
	CP 2	17.600	150,3	151,2	2,305
	Média	14.800	150,7	151,0	1,940
CRFA 30kg/m ³	CP 1	11.800	150,0	150,2	1,569
	CP 2	9.700	150,6	151,1	1,269
	Média	10.750	150,3	150,7	1,418
CRFA 40kg/m ³	CP 1	14.100	150,6	150,6	1,858
	CP 2	18.300	150,8	151,1	2,392
	Média	16.200	150,7	150,9	2,126
CRFS 3kg/m ³	CP 1	870	151,0	150,9	0,114
	CP 2	1.600	150,3	150,6	0,211
	Média	1.235	150,7	150,8	0,162
CRFS 4,5kg/m ³	CP 1	4.500	150,1	150,4	0,596
	CP 2	5.000	150,3	150,6	0,660
	Média	4.750	150,2	150,5	0,628
CRFS 6kg/m ³	CP 1	6.700	150,6	150,2	0,887
	CP 2	4.100	150,4	151,2	0,537
	Média	5.400	150,5	150,7	0,711

APÊNDICE B – Gráficos de carga-deslocamento vertical, referentes aos ensaios de tenacidade com compósitos de CRFA e CRFP.

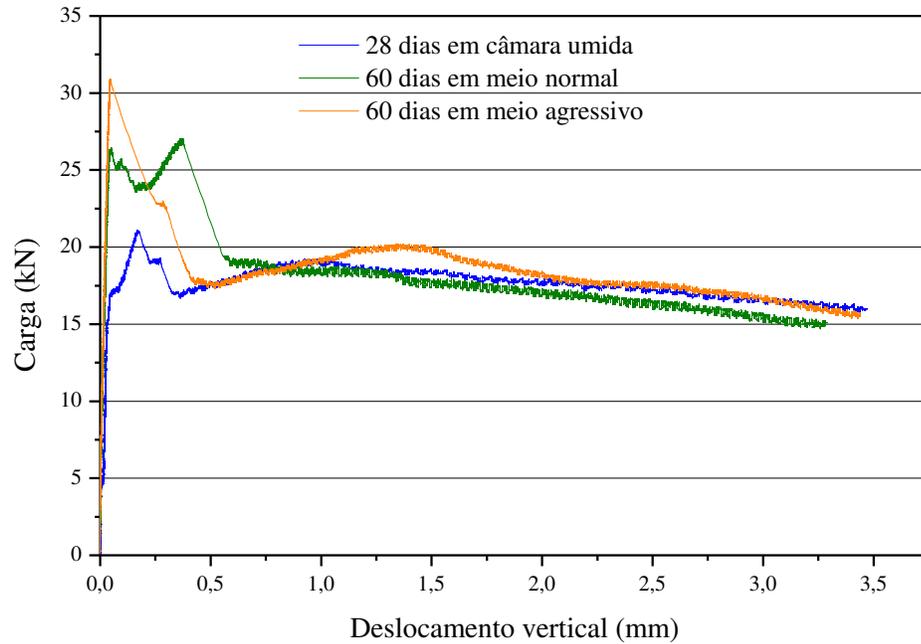
Apêndice B 1 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.



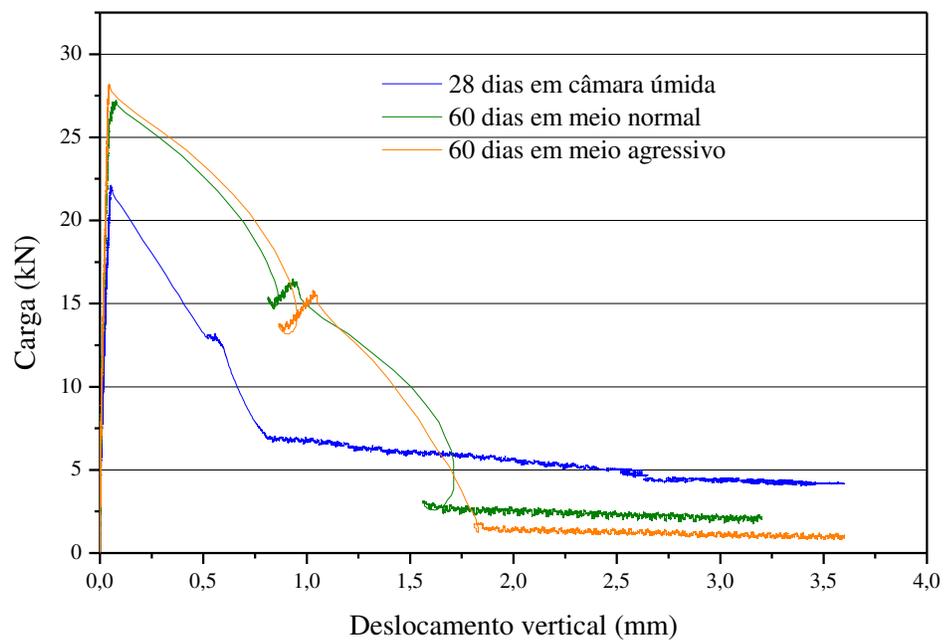
Apêndice B 2 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 30kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.



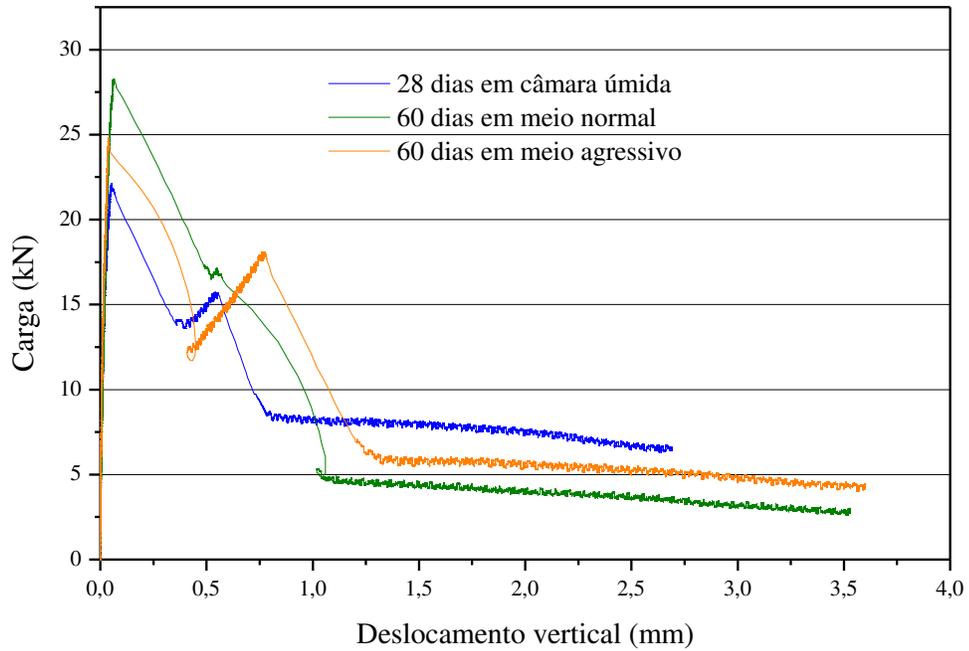
Apêndice B 3 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 40kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.



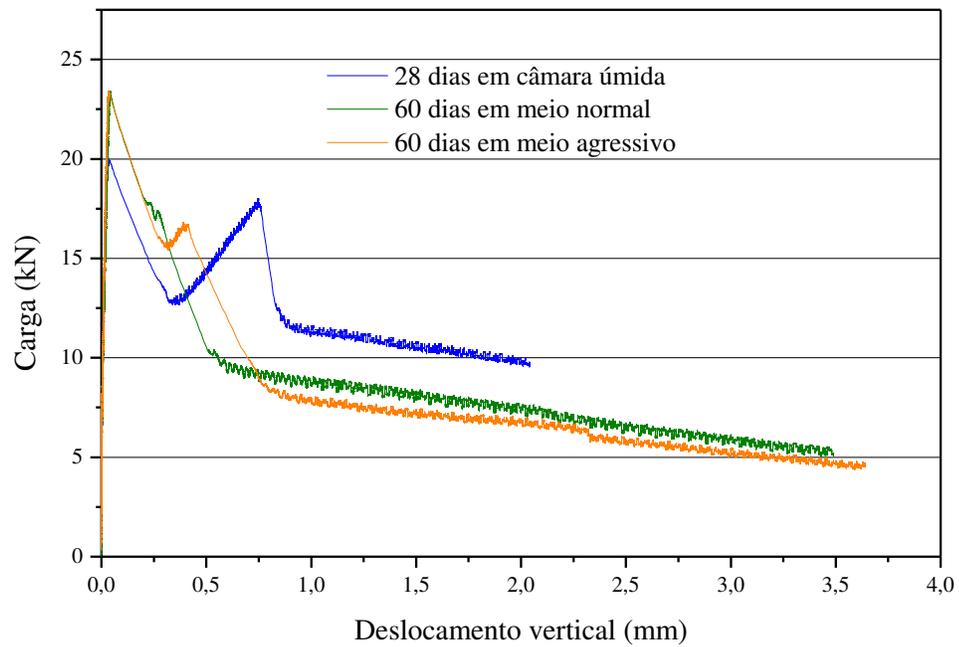
Apêndice B 4 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.



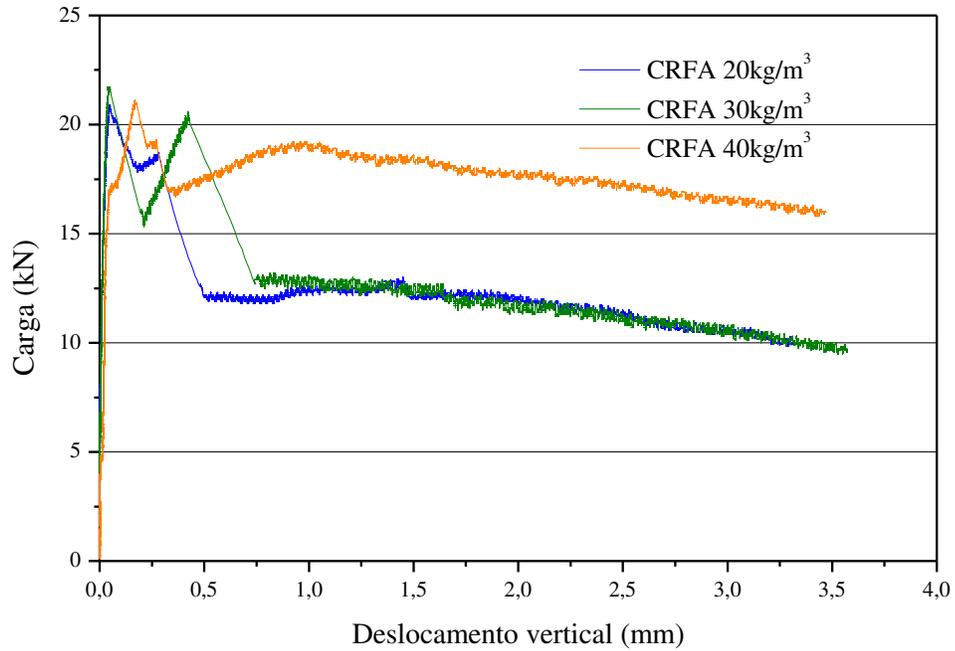
Apêndice B 5 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 4,5kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.



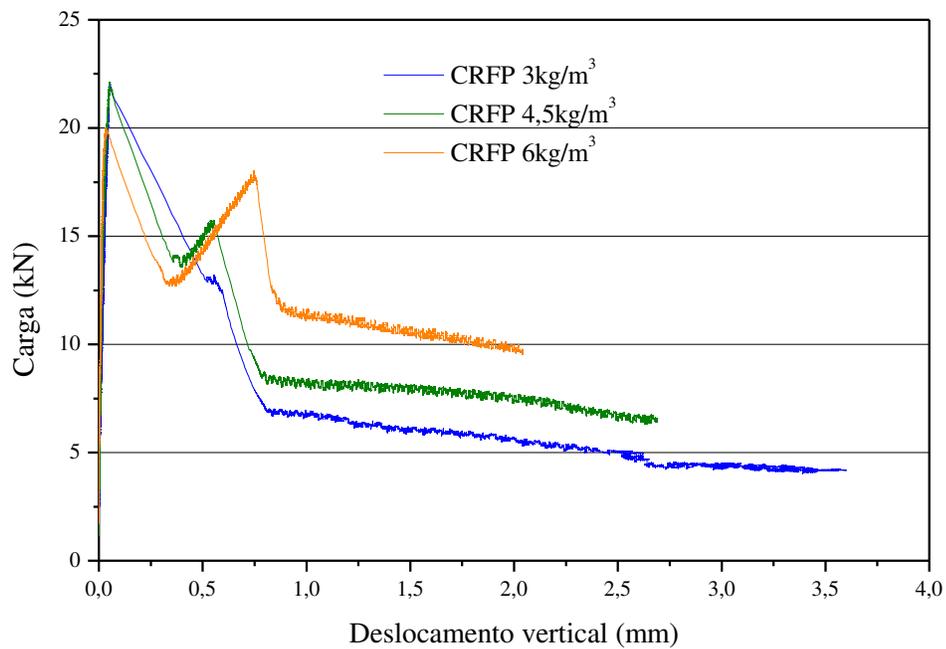
Apêndice B 6 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 6kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida e 60 dias expostos em meios normal e agressivo.



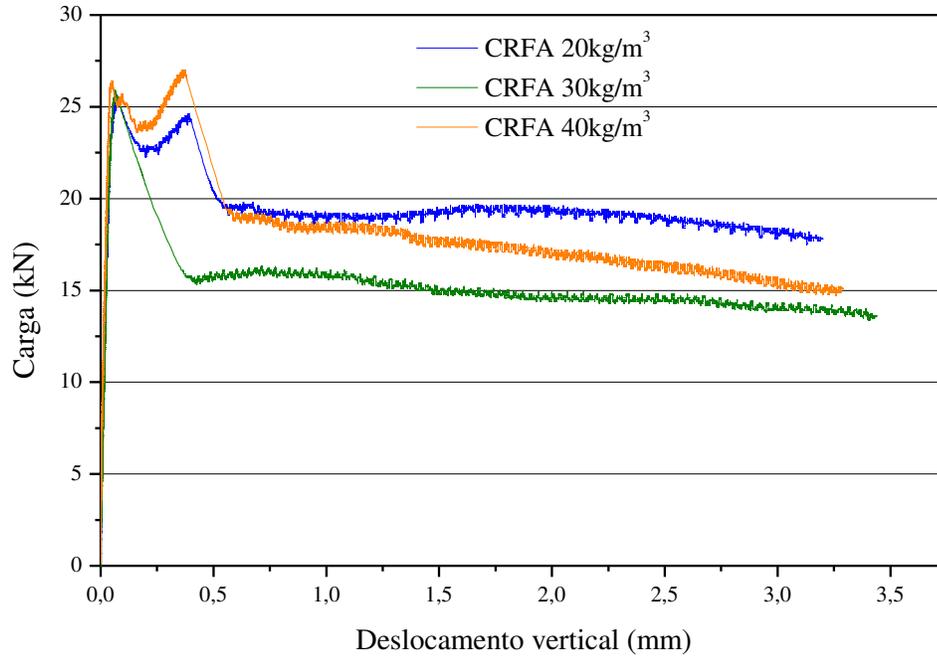
Apêndice B 7 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20, 30 e 40kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida.



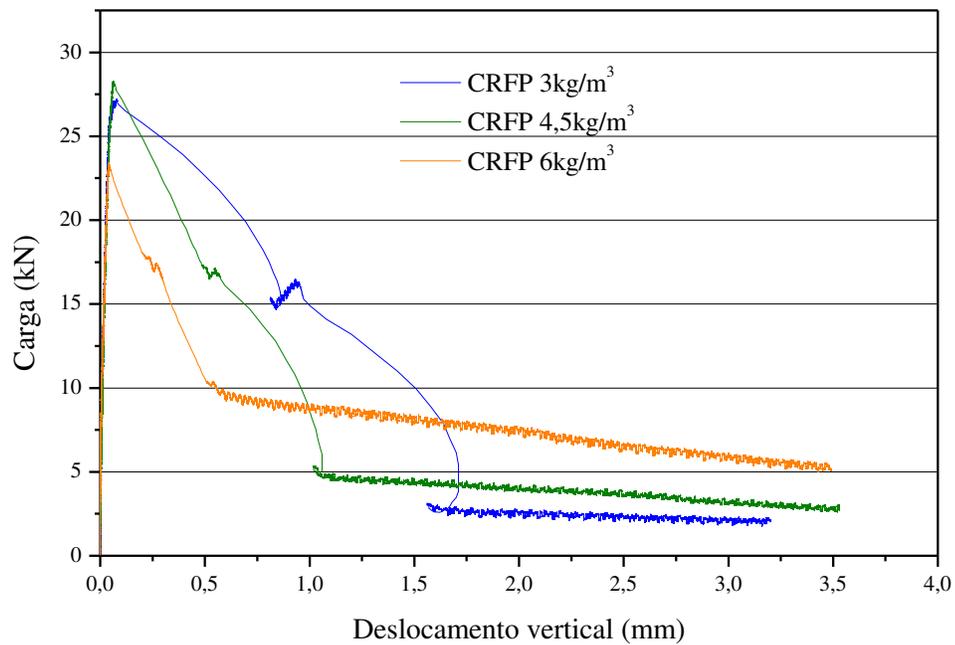
Apêndice B 8 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3, 4,5 e 6kg/m³ idade de 28 dias expostos em câmara úmida.



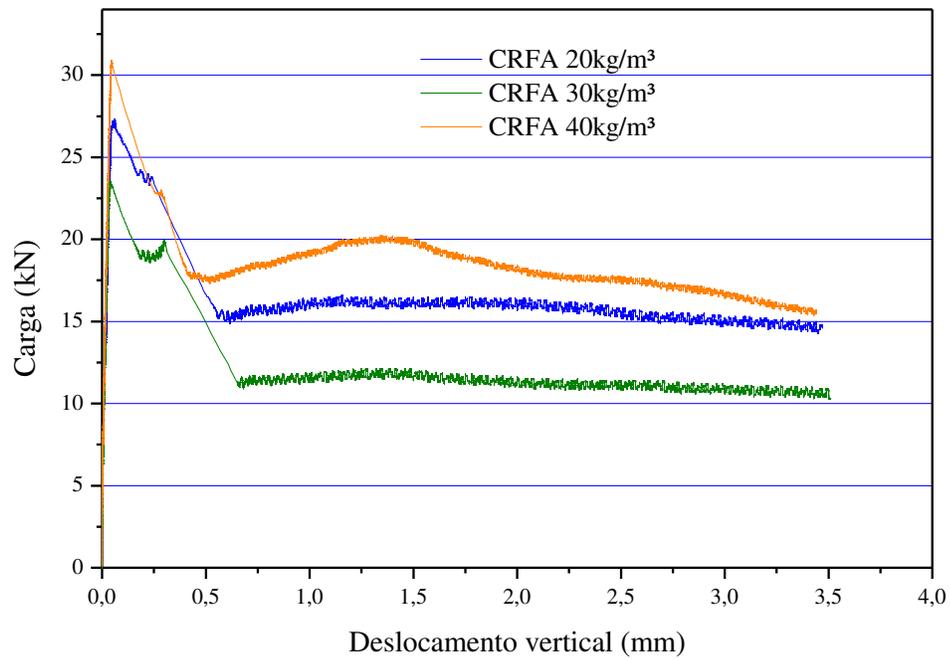
Apêndice B 9 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20, 30 e 40kg/m³ expostos em meio normal nas idades entre 28 e 88 dias.



Apêndice B 10 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3, 4,5 e 6kg/m³ expostos em meio normal nas idades entre 28 e 88 dias.



Apêndice B 11 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFA de 20, 30 e 40kg/m³ expostos em meio agressivo nas idades entre 28 e 88 dias.



Apêndice B 12 - Curvas médias de tenacidade em corpos-de-prova de CRFP de 3, 4,5 e 6kg/m³ expostos em meio agressivo nas idades entre 28 e 88 dias.

