



**CONTRIBUIÇÕES PARA DOSAGEM DE CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS
REFORÇADOS COM FIBRAS PELO MÉTODO DO EMPACOTAMENTO
COMPRESSÍVEL**

MATHEUS GALVÃO CARDOSO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**CONTRIBUIÇÕES PARA DOSAGEM DE CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS
REFORÇADOS COM FIBRAS PELO MÉTODO DO EMPACOTAMENTO
COMPRESSÍVEL**

MATHEUS GALVÃO CARDOSO

ORIENTADOR: RODRIGO DE MELO LAMEIRAS (UnB)

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – 20M/20
BRASÍLIA/DF: MARÇO – 2020

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**CONTRIBUIÇÕES PARA DOSAGEM DE CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS
REFORÇADO COM FIBRAS PELO MÉTODO DO EMPACOTAMENTO
COMPRESSÍVEL**

MATHEUS GALVÃO CARDOSO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Rodrigo de Melo Lameiras, DSc. (PECC-UnB)
(Orientador)

Prof^a. Valdirene Maria Silva Capuzzo, DSc (PECC-UnB)
(Examinador Interno)

Prof^a. Aline da Silva Ramos Barboza, DSc. (UFAL)
(Examinadora Externa)

BRASÍLIA/DF 20 DE MARÇO DE 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

CARDOSO, MATHEUS GALVÃO	
Contribuições para Dosagem de Concretos Autoadensáveis Reforçado com Fibras pelo Método do Empacotamento Compressível. [Distrito Federal] 2020. xxiii, 167p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2020).	
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Concreto Autoadensável Reforçado com Fibras	2. Método do Empacotamento Compressível
3. Resistências Residuais	4. Dosagem
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARDOSO, M.G. (2020). Contribuições para Dosagem de Concretos Autoadensáveis Reforçados com Fibras pelo Método do Empacotamento Compressível. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 20M/20, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental de Brasília, DF, 167p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Matheus Galvão Cardoso.

TÍTULO: Contribuição para Dosagem de Concretos Autoadensáveis Reforçados com Fibras pelo Método do Empacotamento Compressível.

GRAU: Mestre

ANO:2020

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Matheus Galvão Cardoso

Av. Maria de Fátima Borges, Sebastião Amorim, 450– Patos de Minas

CEP: 38705-350, Patos de Minas/MG – Brasil

matheus-ssdo@hotmail.com

DEDICATÓRIA

"Não sou nada. Nunca serei nada. Não posso querer ser nada...

À parte isso, tenho em mim todos os sonhos do mundo."

(Fernando Pessoa)

AGRADECIMENTOS

Depois de muito trabalho duro e sacrifícios, mais de 80 mil Km rodados...venho agradecer, em primeiro lugar agradeço a Deus por ter me dado forças nos momentos mais difíceis deste trabalho. Não pedi um fardo leve, pedi forças para carregar e Ele me fez chegar muito mais longe que eu sonhava!

De forma muito especial agradeço aos meus papais Anísio e Maria e aos meus irmãos Thatiany, Thales, Tayrone, Thiago. Eles sonharam esse sonho comigo, me fizeram acreditar que eu era capaz, que eu podia alcançar esse objetivo! Esse título também é de vocês! Agradeço também à minha namorada Juliane, por todo apoio, carinho e paciência nesses anos de viagens e muito cansaço... sempre ouviu com paciência cada problema e cada pequena conquista obtida na pesquisa, você também faz parte deste sonho! À toda minha família Galvão, deixo o meu muito obrigado. Em especial e representando a todos, à nossa matriarca, minha Vovozinha, minha segunda mamãe... Dona Valdete você sempre foi e sempre será meu exemplo de força e resiliência. Todos foram fundamentais para que pudesse terminar esse projeto, seja financeiramente, seja pelo apoio emocional.

Ao meu orientador, Prof. Rodrigo de Melo Lameiras deixo o meu muito obrigado. Os ensinamentos que aprendi com o senhor vou levar por toda minha carreira, seja como professor, seja como pesquisador. Agradeço pelo apoio emocional e intelectual, pela paciência nos momentos de ausência e palavras de conforto e confiança, especialmente, nos momentos mais adversos deste trabalho. O senhor fez com que eu continuasse, mesmo quando as coisas pareciam estar mais difíceis.

A todos os amigos que fiz no PECC, agradeço por tornarem o fardo mais leve nesta jornada. Destaco aqui de maneira especial eles: Luís, Luciano, John, Natan, Renan, Jerfson, Henrique, Pedro e Tiago, além da amizade que trago comigo, tenho uma admiração muito grande por vocês.

Agradeço ao Coordenador do laboratório Prof. Bauer e também aos técnicos do Laboratório de Materiais pelo apoio nos ensaios e nas concretagens, Patrícia e Gabriel. Este agradecimento é estendido aos companheiros de concretagem que fiz Ian, Luana, Wallas, Pedro Paulo e mais uma vez os amigos John e Renan, sem vocês esse trabalho não sairia do papel. Pelo apoio no desenvolvimento deste trabalho agradeço aos Engenheiros Civis, Felipe Barreto e Tiago Tarquínio.

Gostaria de reiterar meus agradecimentos a todos os colaboradores da UnB. Desde a equipe da limpeza, por não medir esforços no zelo do patrimônio público e da higienização das salinhas estudos, contribuindo para um ambiente mais agradável e sadio. À secretaria do PECC (com Ricardo), por seu auxílio para com o bom andamento, dentro do cronograma, das atividades do programa. À UnB, de forma geral, pela estrutura e apoio dedicado à oportunidade de aperfeiçoamento profissional.

Agradeço também ao apoio do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal – FAP-DF (Processo: 0193.001700/2017) e também às empresas Macaferri e Concrefibra pela doação das fibras de aço e sintéticas usadas na realização desta pesquisa. Agradeço a BASF pela doação do Superplastificante utilizado neste trabalho.

Agradeço também, de maneira muito especial, à Décima Região da Polícia Militar de Minas Gerais em nome do Cel Waldimir, estendendo o agradecimento à todos integrantes desta região, pelo apoio na adequação dos horários de trabalho e paciência nos momentos de maior cansaço e estresse, o que permitiu com que eu realizasse essa pesquisa. Agradeço em ordem cronológica à Major Marisa, ao Ten Cel Martins, ao Maj Socrates, Ten Cel Evando e à Cb Ethiene, por tudo que fizeram por mim, vocês fazem parte deste trabalho.

A gratidão é para mim o sentimento mais importante de todos, serei eternamente grato a todos vocês. O apoio de cada uma das pessoas que citei me fizeram chegar até aqui, sei que Deus quem colocou cada um de vocês em meu caminho. Muito Obrigado!

RESUMO

CONTRIBUIÇÕES PARA DOSAGEM DE CONCRETOS AUTOADENSÁVEIS REFORÇADO COM FIBRAS PELO MÉTODO DO EMPACOTAMENTO COMPRESSÍVEL

Autor: Matheus Galvão Cardoso

Orientador: Rodrigo de Melo Lameiras

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, 20 de Março de 2020

O Concreto Autoadensável Reforçado com Fibras (CARF) é uma inovação que alia os benefícios de um concreto autoadensável no estado fresco com os ganhos do concreto reforçado com fibras no estado endurecido. As fibras, no entanto, podem atrapalhar o comportamento reológico do concreto, sendo necessária uma atenção especial na dosagem do mesmo. Um método muito eficiente para dosagem de concretos autoadensáveis é o Método do Empacotamento Compressível. Este trabalho avaliou a eficiência da utilização do Método do Empacotamento Compressível na dosagem de Concretos Autoadensáveis Reforçados com Fibra. A fim de validar a metodologia para dosagem do CARF foram produzidos 14 traços de concretos, com resistências à compressão de 20 MPa e 40 MPa, adotando 3 tipos de fibras de aço diferentes com os teores de 0,5% e 1,0 % e uma fibra sintética no teor de 0,6%. Todos os concretos produzidos apresentaram características para serem considerados autoadensáveis. Para avaliação do comportamento do CARF no estado endurecido foram produzidos 56 vigas de 15 cm x 15 cm x 550 cm e 56 espécimes cilíndricas de 10 cm x 20 cm, 4 corpos de prova de cada tipo para cada um dos CARFs produzidos, variando a resistência da matriz, o teor de fibra, tipologia e material das fibras utilizadas. Foi verificado que a resistência da matriz, o tamanho da fibra e o fator de forma (l/d) são os fatores que mais influenciaram a intensidade das resistências residuais do concreto. Quanto as resistências à compressão, constatou-se que as fibras não trouxeram incrementos na resistência do concreto, sendo que em alguns casos, a formação de pequenos ninhos de concretagem causaram a diminuição da resistência à compressão. Com o banco de dados dos resultados dos ensaios de compressão e flexão desta pesquisa, juntamente com as características da matriz e das fibras utilizadas neste trabalho, foram criadas novas equações para estimar o $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$ para os concretos reforçados com fibras de aço. As equações mostraram-se bem ajustadas a quase todos os concretos produzidos nesta pesquisa, apresentado erros aceitáveis. Quando validadas para concretos de outras pesquisas foi verificado que as equações apresentaram boa estimativa para as resistências residuais alcançadas para concretos em que a resistência à compressão e o volume de fibra são semelhantes aos usados nesta neste trabalho.

Palavras-chave: Concreto Autoadensável Reforçado com Fibras, Método do Empacotamento Compressível, Resistência Residual.

ABSTRACT

CONTRIBUTIONS FOR THE FIBER REINFORCED SELF-COMPACTING CONCRETE DOSAGE BY COMPRESSIBLE PACKAGING METHOD

Author: Matheus Galvão Cardoso

Advisor: Rodrigo de Melo Lameiras

Post-graduation Program in Structures and Civil Construction

Brasília, March 20th, 2020

The Steel Fiber Reinforced Self-compacting Concrete (SFRSCC) is an innovation that combines the benefits of self-compacting concrete in the fresh state with the gains of fiber-reinforced concrete in the hardened state. The fibers, however, can interfere with the rheological behavior of the concrete, requiring special attention in its mixture. A very efficient method for dosing self-compacting concretes is the Compressible Packing Method (CPM). This work evaluated the efficiency of using the Compressible Packing Method in the dosage of SFRSCC. In order to validate the methodology for SFRSCC mixture, 14 concrete mixes were produced, with compressive strengths of 20 MPa and 40 MPa, adopting 3 different types of steel fibers with the contents volume of 0.5% and 1.0% and a synthetic fiber with a content of 0.6%. All the concretes produced had characteristics to be considered self-compacting. To evaluate the behavior of the SFRSCC in the hardened state, 56 beams of 15 cm x 15 cm x 550 cm and 56 cylindrical specimens of 10 cm x 20 cm were produced, 4 specimens of each type for each of the SFRSCCs produced, varying the compressive strength of concrete, the fiber content, typology and material of the fibers used. It was found that the compressive strength of the concrete, the size of the fiber and the aspect ratio (l/d) are the factors that most influenced the intensity of the residual flexural strengths of the concrete. As for the compressive strengths, it was found that the fibers did not increase the strength of the concrete, and in some cases, the formation of small concreting nests caused a decrease in the compressive strength. With the database of the results of the compression and flexion tests of this research, together with the characteristics of the compressive strength and fibers used in this work, new equations were created to estimate the $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$ for concrete reinforced with steel fibers. The equations proved to be well adjusted to almost all concretes produced in this research, presenting acceptable errors. When validated for concretes from other studies, it was verified that the equations presented a good estimate for the residual strengths achieved for concretes in which the compressive strength and the volume of fiber are similar to those used in this work.

Keywords: Steel Fiber Reinforced Self-compacting Concrete, Compressible Packing Method
Residual flexural strengths

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-Comparação entre o espalhamento do concreto autoadensável e a tensão de escoamento e a viscosidade plástica.....	9
Figura 2-Comparação da resistência à compressão de concretos com e sem a presença de fibras.....	15
Figura 3-Comportamento do concreto reforçado com fibras, comportamento de abrandamento e enrijecimento, respectivamente, sob tração axial (CT 303 IBRACON/ABECE, 2016).....	17
Figura 4-Esquema de um ensaio de flexão a 3 pontos com entalhe. Medidas em mm. (adaptado do CT 303 IBRACON/ABECE, 2016).	19
Figura 5-Relação entre as resistências residuais e os respectivos <i>fIB MODEL CODE:2010</i> (2013).....	20
Figura 6-Gráfico relacionando Tensão × CMOD, mostrando o comportamento (a) comportamento de amolecimento à flexão e (b) comportamento de enrijecimento à flexão (Venkateshwaran, 2018).....	21
Figura 7-Arranjo de cubos, com compacidade máxima de 100% (Formaguini, 2005).	27
Figura 8-Compacidade máxima em um arranjo cúbico para partículas esféricas (Silva, 2004).	27
Figura 9-Diferentes classes dominantes em uma mistura binária (Formaguini, 2005).....	28
Figura 10- Disposição das classes em uma mistura de interação total (De Larrard, 1999).	28
Figura 11-Efeito de afastamento (De Larrard, 1999).	30
Figura 12-Efeito parede causado do agregado graúdo nos agregados miúdos (De Larrard, 1999).....	31
Figura 13-Mistura polidispersa com ausência de classes dominantes (De Larrard, 1999).	33
Figura 14-Variação entre o coeficiente K e o ϕ (De Larrard, 1999).	34
Figura 15-Fases da mistura, conforme o acréscimo de água é realizado (Silva, 2004).	36
Figura 16-Cilindro metálico utilizado no ensaio. Medidas em mm (Silva, 2004).	37
Figura 17-Volume perturbado (De Larrard,1999).....	38
Figura 18-Região perturbada pela adição de fibras (De Larrard, 1999).	39
Figura 19-Deformação imposta pelos agregados nas fibras flexíveis (DE LARRARD, 1999).	40

Figura 20-Componentes da mistura de um concreto para um volume unitário (DE LARRARD, 1999).	42
Figura 21-Modelos de comportamento reológico (Tutikian e Dal Molin, 2008).....	45
Figura 22-Relação entre os resultados teóricos e experimentais de <i>slump test</i>	47
Figura 23-Relação entre o slump e a colocabilidade.....	48
Figura 24-Diagrama de preenchimento e segregação potencial (Silva, 2004)	49
Figura 26-Distância máxima entre os agregados no concreto (De Larrard,1999).	50
Figura 26-Ajuste dos dados com a fórmula de Abrams.	52
Figura 27-Relação entre a resistência à compressão do concreto e o volume de agregado.	52
Figura 28- Etapas do desenvolvimento da pesquisa.....	54
Figura 29-Granulometria a Laser do cimento <i>Portland</i>	55
Figura 30-Areia normalizada do IPT (a) e areia normalizada composta no Laboratório de Materiais (b).	56
Figura 31-Curva de Distribuição Granulométrica do agregado miúdo.....	58
Figura 32-Determinação da massa específica para as faixas granulométricas do agregado miúdo.....	59
Figura 33-Curva de Distribuição Granulométrica do agregado miúdo.....	60
Figura 34-Curva de distribuição granulométrica do Fíler.....	62
Figura 35-Fases do empacotamento do cimento ao longo do ensaio de demanda de água, onde : (a) estado seco ; (b)estado pendula; (c) estado funicular e (d) estado capilar.....	65
Figura 36-Fases do empacotamento do fíler ao longo do ensaio de demanda de água, onde : (a) estado seco ; (b)estado pendular; (c) estado funicular e (d) estado capilar.	66
Figura 37-Ensaio determinação da compacidade (a) setup do ensaio e (b) foto do ensaio realizado. Medidas em milímetros.	67
Figura 38-Medição da altura final do material para determinação da compacidade experimental.	68
Figura 39-Relação entre as curvas granulométricas do agregado graúdo obtidas com base na NBR NM 248:2003 e por meio de uma regressão com base nas peneiras previstas no <i>Betonlab Pro 3</i>	72
Figura 40-Relação entre as curvas granulométricas do agregado miúdo obtidas com base na NBR NM 248:2003 e por meio de uma regressão linear com base nas peneiras previstas no <i>Betonlab Pro 3</i>	73

Figura 41-Concreto de menor resistência dosado para obtenção dos parâmetros p e q.....	74
Figura 42-Concreto de maior resistência dosado para obtenção dos parâmetros p e q.....	75
Figura 43-Ensaio de flexão a três pontos: (a) vista lateral do setup do ensaio (b) execução do ensaio (c) vista superior do setup do ensaio e (d) corte na região central do ensaio (região do entalhe). Medidas em milímetros.....	79
Figura 44-Compacidade experimental nas misturas binárias das faixas granulométricas: (a) M8 vs. M1 e (b) M8 vs. M05.....	81
Figura 45-Compacidade experimental nas misturas binárias das faixas granulométricas onde: (a) M4 vs. M1, (b) M4 vs. M05 e (c) M6 vs. M025.	82
Figura 46-Compacidade experimental nas misturas binárias das faixas granulométricas: (a) M8 vs. M4 e (b) M2 vs. M05.....	83
Figura 47-Relação entre a compacidade das misturas binárias e o volume de fibra para o agregado M8.....	87
Figura 48-Relação entre a compacidade das misturas binárias e o volume de fibra para o agregado M6.....	88
Figura 49-Relação entre a compacidade das misturas binárias e o volume de fibra para o agregado M1.....	89
Figura 50-Relação entre a compacidade do agregado M8 e o volume de fibra sintética Duresteel.....	90
Figura 51-Relação entre a compacidade do agregado M6 e o volume de fibra sintética Duresteel.....	90
Figura 52-Relação entre a compacidade do agregado M1 e o volume de fibra sintética Duresteel.....	91
Figura 53-Compacidade experimental e as metodologias de Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999), em misturas da faixa granulométrica M8 e a fibra ST-50/67, ST-33/60 e ST-33/44..	92
Figura 54-Compacidade experimental e as metodologias de Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M6 e as fibras ST-33/60 e ST-50/67.....	93
Figura 55-Compacidade experimental e as metodologias de Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M1 e as fibras ST-50/67 e ST-33/60.....	94
Figura 56-Compacidade experimental e as metodologias de Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M8 e as fibras SY-60/60.	95

Figura 57-Compacidade experimental e as metodologias de Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M6 e as fibras SY-60/60.	96
Figura 58-Compacidade experimental e as metodologias de Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M1 e as fibras SY-60/60.	97
Figura 59-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 do volume de agregado graúdo dos concretos, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa	106
Figura 60-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e o volume de pasta dos traços, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa	107
Figura 61-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e o volume de argamassa, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa	108
Figura 62-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e o volume de argamassa, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa.	109
Figura 63-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e a relação água/cimento, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa. ..	110
Figura 64-Amostras cilíndricas de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios de resistência à compressão.	111
Figura 65-Tipos de ruptura observados no ensaio de flexão a três pontos. (a) uma única fissura vertical, (b) e (c) desvio das fissuras, (d) múltiplas fissuras em uma região central.....	113
Figura 66-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra de aço ST-33/60.	114
Figura 67-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra de aço ST-50/67.	116
Figura 68-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra de aço ST-33/44.	117
Figura 69-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra sintética SY-60/60.	118
Figura 70-Distribuição das fibras na seção dos primas, nos concretos de 20 MPa do ensaio de flexão a três pontos (3PBT).....	120

Figura 71-Distribuição das fibras na seção dos prismas nos concretos de 40 MPa do ensaio de flexão a três pontos (3PBT).....	121
Figura 72-Relação entre o número médio de fibras por cm ² e os parâmetros pós fissuração para os concretos de 20 MPa.....	122
Figura 73-Relação entre o número médio de fibras por cm ² e os parâmetros pós-fissuração para os concretos de 40 MPa.....	123
Figura 74-Comparação entre as curvas plotadas com as equações obtidas no trabalho para concretos com um teor de fibras de 0,5% com um teor de fibras de 0,5% e os pontos experimentais, onde : (a) resistência residual $f_{R,1}$; (b) resistência residual $f_{R,2}$; (c) resistência residual $f_{R,3}$; (d) resistência residual $f_{R,4}$	126
Figura 75-Comparação entre as curvas plotadas com as equações obtidas no trabalho para concretos com um teor de fibras de 0,5% com um teor de fibras de 0,5% e os pontos experimentais, onde : (a) resistência residual $f_{R,1}$; (b) resistência residual $f_{R,2}$; (c) resistência residual $f_{R,3}$; (d) resistência residual $f_{R,4}$	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-Parâmetros indicadores de dosagem do CA segundo o ACI 237R-07 (2007).....	8
Tabela 2-Parâmetros indicadores de dosagem do CA segundo a RILEM TC 174-SCC (2000).	8
Tabela 3-Valores de K para diferentes protocolos de empacotamento.....	35
Tabela 4-Resistência à compressão do Cimento CP II F 32 aos 28 dias.	57
Tabela 5-Massa específica do agregado miúdo, onde a abertura é referente à peneira em que o material ficou retido.	58
Tabela 6-Massa específica do agregado graúdo, onde a abertura é referente à peneira em que o material ficou retido.	59
Tabela 7-Dados técnicos do Superplastificante utilizado (dados fornecidos pelo fabricante). 61	
Tabela 8-Especificações técnicas do Fíler (Goiásfíler, 2019).....	61
Tabela 9-Características físicas das fibras utilizadas na pesquisa.....	62
Tabela 10-Ensaio usado na caracterização dos materiais da pesquisa.....	63
Tabela 11-Determinação da compactação dos agregados por meio do ponto de demanda d'água.	64
Tabela 12-Parâmetros inseridos no software Beton Lab Pro 3 para dosagem dos CARFs.	71
Tabela 13-Traços dos concretos “pobre” e “rico”, utilizados para calibração dos parâmetros p e q do software <i>Betonlab Pro 3</i>	73
Tabela 14-Evolução da resistência do concreto “pobre”, com resistência prevista igual a 20 MPa.	74
Tabela 15-Dosagem do concreto rico, traço com resistência prevista igual a 50 MPa.....	74
Tabela 16-Parâmetros para que um concreto seja autoadensável (De Larrard e Sedran, 2016).	75
Tabela 17- Erros obtidos para diferentes valores de protocolo para misturas de agregados com diâmetros médios de tamanho muito distantes.....	85
Tabela 18- Erros obtidos para pela soma de todas as misturas binárias ensaiadas.	85
Tabela 19-Comparação entre as compactações experimentais para a mistura do agregado M8 com diferentes teores das fibras ST-50/67 , ST-33/44 e ST-33/60.	87
Tabela 20-Comparação entre as compactações experimentais para a mistura do agregado M6 com diferentes teores das fibras ST-33/60 e ST-50/67.	88

Tabela 21-Comparação entre as compacidades experimentais para a mistura do agregado M1 com diferentes teores das fibras ST-33/60 e ST-50/67.	89
Tabela 22-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M8 e as fibras ST-33/60, ST-50/67 e ST-33/44.....	93
Tabela 23-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M6 e as fibras ST-33/60 e ST-50/67.....	93
Tabela 24-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M8 e as fibras ST-50/67, ST-33/60, e ST-33/44.....	94
Tabela 25 - Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M8 e as fibras SY-60/60.	96
Tabela 26-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M6 e as fibras SY-60/60.	96
Tabela 27-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu <i>et al.</i> (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M1 e as fibras SY-60/60.	97
Tabela 28-Dosagem do CARF com resistência de 20 MPa.	98
Tabela 29-Dosagem do CARF com resistência de 40 MPa.	100
Tabela 30-Ensaio para verificar a autoadensabilidade do concreto de 40 MPa com base na NBR 15823 (2017b).....	102
Tabela 31-Ensaio para verificar a autoadensabilidade do concreto de 20 MPa com base na NBR 15823 (2017b).....	102
Tabela 32- Simulações realizadas utilizando o Software Betonlab Pro 3 para concretos com 20 MPa com fibras nos teores de 0,0%, 0,5%, 0,75%, 1,00% e 1,50%.	104
Tabela 33- Simulações realizadas utilizando o Software Betonlab Pro 3 para concretos com 30 MPa com fibras nos teores de 0,0%, 0,5%, 0,75%, 1,00% e 1,50%.	104
Tabela 34- Simulações realizadas utilizando o Software Betonlab Pro 3 para concretos com 30 MPa com fibras nos teores de 0,0%, 0,5%, 0,75%, 1,00% e 1,50%.	105
Tabela 35-Resistência à compressão dos CARFs de 20 MPa.	112
Tabela 36-Resistência à compressão dos CARFs de 40 MPa.	112

Tabela 37 – Média dos valores dos parâmetros que caracterizam o comportamento pós-fissuração para os CARFs produzidos.	119
Tabela 38 – Números utilizados para representar os tipos de concretos nos gráficos.	120
Tabela 39-Comparação entre os valores de resistências residuais encontrados experimentalmente e com as equações obtidas na pesquisa para as fibras de aço.	125
Tabela 40-Comparação entre os valores de resistências residuais das fibras sintéticas encontrados experimentalmente e com as equações obtidas na pesquisa.	128
Tabela 41 - Características da matriz e das fibras utilizadas por Venkateshwaran <i>et al.</i> (2018)	128
Tabela 42-Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente por Venjareshwaran <i>et al.</i> (2018) e os resultados obtidos com as equações propostas por esse trabalho.	129
Tabela 43- Características da matriz e das fibras utilizadas por Lameiras <i>et al.</i> (2015).	130
Tabela 44-Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente por Lameiras <i>et al.</i> (2015) e os resultados obtidos com as equações propostas por esse trabalho.	131

LISTA DE SIMBOLOS E ABREVIATURAS

a_{ij} : Coeficiente correspondente ao efeito de afastamento

b : é a largura do corpo de prova;

b_{ij} : Coeficiente correspondente ao efeito parede

CA: Concreto Autoadensável.

CARF: Concreto Autoadensável Reforçado com fibras.

D_c é o diâmetro interno do cilindro usado no ensaio de vibração + compressão.

d_f : diâmetro da fibra.

d_v : o diâmetro da esfera equivalente.

d_f : diâmetro da fibra.

d_v : o diâmetro da esfera equivalente.

ELS: Estado Limite de Serviço.

ELU: Estado Limite de Utilização.

f_c : resistência à compressão do concreto.

f_c' : resistência à compressão do cilindro do concreto;

$f_{R,j}$: é a resistência à tração residual do CARF correspondente a uma abertura de fissura j ;

f_{R1} : é a resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 0,5 mm.

f_{R2} : resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 1,5 mm.

f_{R3} : resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 2,5 mm.

f_{R4} : resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 3,5 mm.

$f_{R,j}$: é a resistência à tração residual do CARF correspondente a uma abertura de fissura j ;

f_{R1} : é a resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 0,5 mm.

f_{R2} : resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 1,5 mm.

f_{R3} : resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 2,5 mm.

f_{R4} : resistência residual a flexão referente à abertura de fissura de 3,5 mm.

F_j : é a carga correspondente a uma abertura de fissura j .

K_g : constante função do agregado utilizado.

h_{SP} : é a distância entre a ponta do entalhe e a face superior ao corpo de prova.

h : altura final da camada do material compactado no ensaio de vibração + compressão.

IR : índice de reforço definido como o produto entre a fração volumétrica e a relação de aspecto.

K: valor do protocolo do ensaio de compactação.

k_w : coeficiente que depende do tipo do formato do agregado da mistura.

l : vão do corpo de prova prismático.

l_f : comprimento da fibra;

M_1 : é a massa do material (g).

$M_{água}$: massa de água para atingir o ponto de saturação (g),

M_s : massa do material seco usado no ensaio de vibração + compressão.

MEC: Método do Empacotamento Compressível.

MEP: Máxima espessura da pasta.

N : número de extremidades em gancho-de fibras de aço.

N_{sf} : Numero de fibras por unidade de volume.

p_s : densidade do material para ensaio de vibração + compressão.

Rc_{28} :resistência à compressão do cimento aos 28 dias,

T_{jcl} : tenacidade em um corpo de prova prismática para uma deflexão de 3 mm;

V_f : volume de fibra.

V_p : volume perturbado determinado com base no diâmetro do agregado máximo.

v_a : volume de ar.

v_{cc} : volume de cimento.

v_p : Volume perturbado de uma fibra.

v_w : volume de água.

$\bar{\beta}_i$: Compacidade virtual média de β , numa mistura afetada pela parede do recipiente ou pela inclusão das fibras;

β_i : compacidade virtual da classe dominante..

γ_i : compacidade virtual da mistura quando a classe i é dominante.

γ_j : proporção em volume da classe j.

ϕ_f : Porcentagem de fibras no esqueleto granular.

β : Compacidade virtual não perturbada.

Ψ : esfericidade da partícula.

me :é a massa específica do material (g/cm³).

φ : função decrescente da relação água/cimento.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 RELEVÂNCIA DO TEMA	1
1.2 MOTIVAÇÃO	3
1.3 OBJETIVOS	5
1.3.1 Objetivo geral	5
1.3.2 Objetivos específicos.....	5
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL (CA)	7
2.2 CONCRETO AUTOADENSÁVEL RECORÇADO COM FIBRAS (CARF)	9
2.2.1 Materiais constituintes.....	11
2.2.1.1 Cimento	11
2.2.1.2 Adições minerais	12
2.2.1.3 Aditivos	12
2.2.1.4 Agregado miúdo	12
2.2.1.5 Agregado graúdo	13
2.2.2 Dosagem do CARF: consideração das fibras na compacidade	13
2.2.3 Comportamento mecânico do CARF	14
2.2.3.1 Compressão	14
2.2.3.2 Tração	16
2.2.3.3 Comportamento pós-fissuração do CARF: determinação das resistências residuais..	16
2.2.4 Relação entre as características da fibra e da matriz com o comportamento pós-fissuração do CRF	22
2.3 MÉTODO DO EMPACOTAMENTO COMPRESSÍVEL (MEC)	25
2.4 DESCRIÇÃO CONCEITUAL DO MEC	26
2.4.1 Empacotamento virtual	26
2.4.1.1 Misturas binárias com e sem interação	27
2.4.1.2 Mistura binária com interação parcial.....	29
2.4.1.3 Misturas polidispersas com e sem interação	31
2.4.1.4 Generalização para uma mistura polidispersa.....	33
2.4.2 Empacotamento real	34

2.4.2.1	Ensaio de demanda de água.....	35
2.4.2.2	Ensaio de vibração e compressão.....	37
2.4.2.3	Efeito parede promovido pelas paredes do recipiente.....	38
2.4.3	Consideração das fibras no MEC.....	38
2.4.3.1	Conceito de diâmetro equivalente.....	40
2.4.3.2	Trabalhos que adotaram o MEC para dosagem de CRF.....	41
2.5	DOSAGEM DO CONCRETO ADOTANDO O MEC.....	42
2.5.1	PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO.....	44
2.5.1.1	Viscosidade plástica.....	45
2.5.1.2	Tensão de escoamento.....	45
2.5.1.3	Abatimento de tronco de cone.....	46
2.5.1.4	Colocabilidade.....	47
2.5.1.5	Estabilidade.....	48
2.5.2	Resistência à compressão de concretos dosados pelo MEC.....	49
2.5.2.1	Efeito da relação água/cimento (a/c) na resistência à compressão do concreto.....	51
2.5.2.2	Efeito da tipologia do agregado.....	52
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	54
3.1	MATERIAIS CONSTITUINTES.....	55
3.1.1	Cimento.....	55
3.1.2	Agregados.....	57
3.1.2.1	Agregado miúdo.....	57
3.1.2.2	Agregado Graúdo.....	59
3.1.2.3	Aditivo Superplastificante.....	60
3.1.3	Fíler.....	61
3.1.4	Fibras.....	62
3.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	63
3.2.1	Caracterização dos materiais constituintes.....	63
3.2.2	Implementação do ensaio de compacidade dos grãos: determinação do K.....	63
3.2.2.1	Ensaio de demanda de água.....	63
3.2.2.2	Ensaio de determinação da compacidade experimental dos grãos.....	66
3.2.2.3	Avaliação do Efeito Parede das fibras.....	69

3.2.2.4	Ensaio de determinação da compacidade experimental dos grãos com a adição das fibras	70
3.2.3	Estudo da forma de consideração das fibras no MEC e seu efeito na compacidade.....	70
3.2.4	Dosagens dos CARF adotando o MEC por meio do software <i>Betonlab Pro 3</i>	71
3.2.5	Produção do CARF	76
3.2.5.1	Procedimentos adotados na mistura dos concretos.....	76
3.2.6	Caracterização do CARF no estado fresco.....	77
3.2.7	Caracterização do CARF no estado endurecido.....	77
3.2.7.1	Resistência à compressão.....	77
3.2.7.2	Resistencia à tração por meio da flexão: ensaio de flexão a 3 pontos (<i>Three-Point Bending Test – 3PBT</i>)	78
3.2.8	Determinação de equações que correlacionem a resistência pós-fissuração com as características da fibra e da matriz	79
4	RESULTADOS E ANÁLISES	81
4.1	DETERMINAÇÃO DO PROTOCOLO DO ENSAIO DE COMPACIDADE POR MEIO DE MISTURAS BINÁRIAS	81
4.2	EFEITO DA INCLUSÃO DAS FIBRAS NO MEC.....	86
4.2.1	Fibras metálicas	86
4.2.2	Fibra sintética Duresteel.....	90
4.2.3	Comparação entre as abordagens propostas por YU <i>et al.</i> (1993) e por De Larrard (1999)	91
4.2.3.1	Fibras de aço	91
4.2.3.2	Fibra sintética Duresteel.....	95
4.3	ESTUDO DAS DOSAGENS ADOTANDO O <i>BETONLAB PRO 3</i>	98
4.3.1	Consumo de cimento.....	98
4.3.2	Consumo de superplastificante.....	100
4.4	CARACTERÍSTICAS DO CARF NO ESTADO FRESCO.....	101
4.5	COMPARAÇÃO ENTRE TRAÇOS SIMULADOS OS PARÂMETROS DO ACI 237R-07 AND RILEM TC 174-SCC.....	103
4.6	CARACTERÍSTICAS DO CARF NO ESTADO ENDURECIDO.....	111
4.6.1	Resistência à compressão do CARF.....	111
4.6.2	Ensaio de Flexão a três pontos (3PBT)	112

4.7 DETERMINAÇÃO DE EQUAÇÕES QUE CORRELACIONEM A RESISTÊNCIA PÓS-FISSURAÇÃO DO CARF REFORÇADO COM AS FIBRAS DE AÇO COM AS CARACTERÍSTICAS DA FIBRA E DA MATRIZ	124
5 CONCLUSÕES	132
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	132
5.1.1 Determinação do Protocolo de Empacotamento	132
5.1.2 Consideração do efeito das fibras na dosagem do CARF	132
5.1.3 Comportamento do CARF no estado fresco	133
5.1.4 Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e os traços de CARF obtidos adotando o MEC	133
5.1.5 Implementação do Ensaio de Flexão a Três Pontos	133
5.1.6 Efeito das fibras de aço e prolipropileno nas resistências residuais dos CARFs produzidos.	133
5.1.7 Validação das equações encontradas neste trabalho	134
5.1.8 Correlação das equações determinadas na pesquisa com o MEC	135
5.2 SUGESTÃO PARA TRABALHO FUTUROS	135
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	136

1 INTRODUÇÃO

Nesse tópico será feita uma introdução ao tema, apresentando objetivos do estudo, bem como a motivação para a realização do mesmo.

1.1 RELEVÂNCIA DO TEMA

O concreto de cimento Portland é o principal material de engenharia utilizado pelo homem. Diversos são os fatores que podem explicar sua larga utilização, tais como, a elevada resistência mecânica, custos relativamente baixos, versatilidade de se adequar nas mais variadas formas e ainda à rapidez de execução (GARTNER, 2004).

Essa grande utilização faz com que cada vez mais se realize pesquisas com o intuito de se desenvolver tecnologias e variações deste material que aumentem as suas aplicabilidades, sobretudo, pelo fato do concreto apresentar algumas peculiaridades, como por exemplo, o comportamento frágil e baixa capacidade de deformação quando sujeito a esforços de tração (FIGUEIREDO, 2011). O Concreto Reforçado com Fibras (CRF) é um exemplo de variação do concreto, onde são adicionadas fibras na matriz cimentícia buscando melhorar sua resistência à fissuração, tenacidade, resistência à fadiga, resistência ao impacto, dentre outras propriedades. As propriedades do CRF dependem do tipo, quantidade e dimensão das fibras (MEHTA E MONTEIRO, 2014).

Figueiredo (2011) aponta como principais aplicações para esse tipo de concreto: os pavimentos industriais, revestimento de túneis, elementos pré-moldados diversos e aponta como uma grande tendência à utilização destes em estruturas que podem ser suscetíveis a serem submetidas a esforços dinâmicos, como regiões que sofrem com eventos sísmicos ou até mesmo estruturas sujeitas à fadiga. Pode ser utilizado ainda na substituição parcial da armadura transversal e de punção em vigas ou até na substituição total em estruturas de pequena espessura (BARROS *et al.*, 2009; LAMEIRAS *et al.*, 2013). Muitos estudos têm sido realizados quanto à sua resistência à ação do fogo (VARONA *et al.*, 2018; PARK *et al.*, 2019; SERAFINE *et al.*, 2019; WU *et al.*, 2019; SADRMOUMTAZI *et al.*, 2020) e a ação do congelamento e descongelamento degelo (ALSAIF *et al.*, 2019; MAK E FAM, 2019).

Muitos dos problemas verificados nas estruturas de concreto são advindos do momento do seu lançamento. A presença da mão-de-obra mal qualificada, por desconhecer os procedimentos adequados de execução, em muitos casos, acaba resultando em falhas nas

concretagens, podendo afetar a vida útil das estruturas . Com o objetivo de sanar estas falhas de concretagem, como nas etapas de lançamento e vibração, foi desenvolvido no final da década de 1980 por engenheiros japoneses o Concreto Autoadensável (CA). O CA tem como principais vantagens a capacidade de resistir à segregação, habilidade de preenchimento dos espaços e ainda habilidade de passar por restrições (REPETTE, 2011).

O Concreto Autoadensável Reforçado com Fibras (CARF) é uma inovação que alia os benefícios dos dois tipos de concretos supracitados. Traz consigo os benefícios do CRF como o ganho de tenacidade, e capacidade de resistir às tensões de tração residuais, pós-fissuração aliado às características do CA, como a trabalhabilidade, habilidade de preenchimento e de transpor restrições, sem segregar e dispensando o uso de vibração. Quanto à aplicação em elementos estruturais, pesquisas já mostram que o CARF pode ser utilizado em segmentos de túneis, elementos pré-moldados de telhado, vigas, painéis sanduíche, estacas-prancha, pisos e em lajes (GRÜNEWALD, 2004; FERRARA e MEDA, 2006; BARROS *et al.*, 2009; LAMEIRAS *et al.*, 2013; HEDEBRATT e SILFWERBRAND, 2014 SALEHIAN e BARROS, 2015; AHMAD *et al.*, 2016).

Existem algumas maneiras para dosagem do CARF, muitas delas adaptadas do concreto autoadensável convencional. Ferrara *et al.* (2007) apresentaram uma abordagem empírica, onde as fibras foram adicionadas no concreto autoadensável sendo consideradas como uma partícula do esqueleto na forma de um diâmetro equivalente que foi determinado com base na superfície específica. Para isso foi feito um estudo com diversas composições na mistura da pasta, com o objetivo de obter-se características reológicas necessárias para a manutenção da autoadensabilidade mesmo após a inclusão das fibras.

Outra abordagem para a dosagem do CARF, sendo uma das mais precisas, é a proposta por De Larrard (1999), o Método do Empacotamento Compressível (MEC). O método baseia-se em uma teoria que soluciona a questão de empacotamento de misturas secas em todos componentes utilizados na dosagem do concreto. É baseado em princípios científicos fundamentando-se em uma observação dos fenômenos, levantamento de hipóteses, criação de modelos matemáticos que representam os fenômenos e na confirmação experimental da eficácia dos modelos estabelecidos; apresenta a possibilidade da utilização de novos materiais. Tendo em vista a possibilidade de ser esquematizado na forma de um algoritmo, foi desenvolvido o *Betonlab Pro 3*, uma ferramenta computacional desenvolvida

com base no MEC. Esse *software* permite a otimização de misturas granulares para serem alcançadas as propriedades do desejadas concreto, como a resistência e a trabalhabilidade.

De Larrard(1999) buscou a otimização de misturas granulares, visando a máxima compacidade possível, acoplado a um conjunto de modelos do comportamento do concreto nos estados fresco e endurecido. Determinou equações que possibilitam a correlação da fração volumétrica dos componentes com o comportamento reológico e a resistência à compressão do concreto desejados.

O MEC assim como outros métodos de dosagem foi adaptado do concreto autoadensável para ser utilizado na dosagem do CARF (GRÜNEWALD, 2004 RAMBO, 2012; GABROIS, 2012). Contudo, apesar das propostas de De Larrard (1999) e Yu *et al.* (1993) para a consideração do efeito das fibras na mistura e compacidade da estrutura, os resultados não foram tão precisos, e apresentaram alguma variabilidade, conforme Grunewald (2004) demonstrou em suas pesquisas. Além disso, a principal característica dos concretos reforçados com fibras está no seu comportamento pós-fissuração melhorado, com incrementos nas resistências residuais, no entanto, os *softwares* de dosagem do concreto baseados no MEC não têm implementadas equações que correlacionem as propriedades e quantidades dos materiais constituintes a esses parâmetros. A determinação destas equações poderia contribuir para a dosagem otimizada deste concreto adotando o MEC, o que possibilitaria que o usuário dosasse um concreto para possuir as resistências residuais necessárias para uma determinada aplicação.

Mesmo com alguns trabalhos desenvolvidos com relação ao comportamento do CARF (GRÜNEWALD, 2004; SILVA, 2004; PEREIRA *et al.*, 2008; BARROS *et al.*, 2009; GABROIS, 2012; RAMBO, 2012; FRITIH *et al.*, 2013; LAMEIRAS, 2013; SALEHIAN, 2015), as pesquisas relacionadas a esse material são relativamente recentes, ainda sendo necessário elaborar mais estudos para que se tenha uma melhor compreensão do comportamento do material em elementos estruturais, sobretudo adotando o MEC como uma poderosa ferramenta para dosagem deste concreto.

1.2 MOTIVAÇÃO

Mesmo se tratando de um material da construção civil relativamente novo, alguns estudos já foram realizados a respeito do CARF (GRÜNEWALD, 2004; SILVA, 2004;

PEREIRA *et al.*, 2008; BARROS *et al.*, 2009; GABROIS, 2012; RAMBO, 2012; FRITIH *et al.*, 2013; LAMEIRAS, 2013; SALEHIAN, 2015; DOMSKI E KATZER, 2019). Esses estudos focam, principalmente, na determinação das propriedades do material no estado fresco e endurecido.

Apesar de já se utilizar o MEC na dosagem de CARF (GRUNEWALD, 2004; RAMBO, 2012; GABROIS, 2012), observa-se uma lacuna quanto aos estudos que avaliem a melhor forma para que seja utilizado na produção deste concreto, haja vista a necessidade da determinação de uma maneira mais precisa da consideração do efeito das fibras na mistura, sobretudo para garantir um concreto com características reológicas requeridas, sabendo que ele precisa ser autoadensável.

Existem como referência as propostas de De Larrard (1999) através da consideração da fibra através de uma zona perturbada, onde o efeito da fibra é mensurado como uma perturbação na compacidade dos agregados do concreto, e a de Yu *et al* (1993), que avalia a fibra na mistura por meio do conceito de um diâmetro equivalente, onde a fibra é considerada como uma esfera que possui a mesma área superficial da fibra. Contudo estudos desenvolvidos por Grunewald (2004) comparando os dois métodos, através de diversas variações evidenciaram a necessidade de estudos complementares que possam ajudar a definir dentre as duas a maneira mais precisa da avaliação deste efeito na compacidade da mistura.

O grande diferencial do CARF está relacionado com a sua resistência residual pós-fissuração, normalmente essa resistência é quantificada pela tenacidade, que é o nível de energia absorvido pelo material em ensaios padrão (CT303 IBRACON/ABECE, 2016). Uma dificuldade encontrada na produção de CARF adotando o MEC reside na impossibilidade de se dosar um concreto pré-determinando o comportamento pós-fissuração desejado. A dosagem do CARF tem sido realizada, na maioria das vezes, com base em experiências anteriores, de maneira empírica, não sendo possível estimar as resistências residuais à tração que o CARF irá alcançar.. Adotar a teoria proposta por De Larrard(1999) para as resistências residuais do CARF, ou seja, determinar equações matemáticas que correlacionem os materiais constituintes com as resistências residuais destes concretos, de maneira análoga ao feito para a resistência a compressão, contribuiria para a otimização da obtenção do CARF e para difusão da utilização do MEC para a dosagem do CARF.

1.3 OBJETIVOS

Nesse tópico serão descritos os objetivos que serão buscados no desenvolvimento desta pesquisa.

1.3.1 Objetivo geral

Contribuir para a dosagem de CARF adotando-se o Método Empacotamento Compressível (MEC), de forma que se possibilite a dosagem deste concreto de maneira mais racional e eficaz. Mais especificamente, este trabalho tem como objetivo geral determinar a melhor maneira de consideração do efeito das fibras na mistura granular e buscar relações matemáticas entre as propriedades e quantidades dos materiais constituintes do CARF com suas resistências residuais, conforme De Larrard (1999) realizou no MEC para as características dos concretos convencionais no estado fresco e endurecido.

1.3.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos, podem ser citados:

- Estudar diferentes maneiras de consideração do efeito das fibras na compacidade de misturas granulares e escolher a maneira mais adequada para realizar a dosagem de CARF;
- Realizar simulações de CARFs no software *Beton Lab Pro 3* com a inserção de fibras de aço com diferentes comprimentos e fatores de forma, avaliando se os resultados dos traços obtidos enquadram-se nos parâmetros pré-definidos para CA previstos pelo ACI 237R-07 (2007) e a pelo RILEM TC 174-SCC (2000);
- Validar a metodologia de dosagem do CARF adotando o *software Betonlab Pro 3*, por meio da produção de alguns dos traços dos CARFs simulados e a realização de ensaios no estado fresco previstos na ABNT NBR 15823:2017.
- Implementar o ensaio de flexão em 3 pontos em vigas, conduzidos de acordo com a em 14561:2007, previsto também pelo RILEM TC 162 - TDF, pelo fib Model Code 2010 (FIB, 2013) e pelo CT303 IBRACON/ABECE (2016), no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília;

- Avaliar o efeito da inserção de fibras de aço e blenda de poliolefina, com diferentes comprimentos e fatores de forma, nas resistências à compressão e nas resistências residuais dos CARFs;
- Buscar correlações matemáticas entre as resistências residuais dos CARFs reforçados com fibras de aço e as características dos materiais constituintes; como fator de forma e geometria das fibras e a resistência à compressão dos CARFs;
- Correlacionar as equações obtidas para as resistências residuais com o MEC, de modo com que a variável referente ao f_{ck} nas equações seja substituída pela equação proposta por De Larrard (1999) para a obtenção da resistência a compressão dos concretos. Possibilitando a estimativa das resistências residuais do CARF, em função dos materiais constituintes da matriz e as características das fibras utilizadas;

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Nesse tópico foi descrito a maneira com que o trabalho está estruturado, descrevendo as divisões do texto, bem como o conteúdo de cada capítulo. O trabalho foi dividido em 5 capítulos, os quais seguem descritos abaixo.

O capítulo 1 aborda uma introdução que tem como objetivo a apresentação do tema, descrevendo a motivação e objetivos deste estudo.

O capítulo 2 é composto pela revisão bibliográfica, que apresenta uma revisão sobre o concreto autoadensável, a descrição sucinta do MEC, além de abordar sobre características do CARF, nos estados fresco e endurecido.

O capítulo 3 é composto pela metodologia onde foram descritos os procedimentos a serem adotados para a realização desta pesquisa, afim de que os estudos possam ser replicados com a maior precisão e facilidade. Estão explicados os ensaios que serão realizados, a normatização adotada para cada procedimento, bem como possíveis adequações que serão adotadas.

O capítulo 4 apresenta os resultados e discussões, onde são discutidos e analisados todos os resultados obtidos ao longo do desenvolvimento desta pesquisa.

O capítulo 5 é formado pelas conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo serão abordados temas pertinentes para a compreensão do MEC e sua formulação e aplicabilidade na dosagem do CARF, bem como as características do CARF nos estados fresco e endurecido, conceitos que serão importantes para a interpretação dos resultados obtidos no trabalho.

2.1 CONCRETO AUTOADENSÁVEL (CA)

Originado no Japão na década de 1980 o Concreto Autoadensável (CA) foi desenvolvido com o intuito de aumentar a durabilidade das estruturas, tendo em vista a disponibilidade de mão de obra pouco qualificada, onde foi constatado por engenheiros japoneses, que o adensamento inadequado era um dos principais fatores que afetavam a durabilidade das estruturas. Com a capacidade do CA de se adensar sem a necessidade de vibração, aliada a grande capacidade de transpor obstáculos, foi possível alcançar aplicações mais rápidas e fáceis, com redução de mão de obra e ainda o fim dos ninhos de concretagem e barulhos de vibradores nas obras (REPETTE, 2011).

O concreto autoadensável pode ser definido como um compósito de alta resistência à segregação, boa deformabilidade o que possibilita com que seja lançado em peças com grande taxa de armadura preenchendo-as sem que haja vibração, apenas com seu peso próprio sem que haja segregação dos materiais constituintes.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), o CA diferencia-se do concreto comum, sobretudo, pela superioridade das suas características reológicas. Trata-se de um concreto fluido com grande abatimento, de alta coesão e que pode ser lançado e adensado sem vibradores. Suas principais aplicações são em elementos pré-moldados e pré-fabricados, estruturas densamente armadas e concretagens submersas. Diferencia-se do concreto convencional principalmente pelas características no estado fresco (TUTIKIAN, 2011).

Sua utilização vem crescendo significativamente nos últimos anos, levando em conta o fato de vir se destacando em todo o mundo com vários trabalhos publicados em congressos e seminários, mostrando dentre outros aspectos positivos da sua utilização, a diminuição do tempo de concretagem, um melhor acabamento e a qualidade do concreto quando comparado com um concreto vibrado (BARROS *et al.* 2009).

Para dosagem de um concreto autoadensável existem diversos métodos consagrados Método de Okamura, Método EFNARC, Método de Gomes, Método de Tutikian, Método de Empacotamento Compressível (EFNARC, 2002; BARROS *et al.*, 2009, DE LARRARD, 1999). Além disso, o ACI 237R-07 (2007) e o RILEM TC 174-SCC (2000) estabelecem alguns indicadores quanto aos materiais constituintes para obtenção para a dosagem do CA, conforme pode ser visto na Tabela 1 e Tabela 2, respectivamente.

Tabela 1-Parâmetros indicadores de dosagem do CA segundo o ACI 237R-07 (2007).

Parâmetros	Limites
Volume absoluto de agregado graúdo (%)	28 a 32
Fração de pasta (em relação ao volume) (%)	34 a 40
Fração de argamassa (em relação ao volume) (%)	68 a 72
Relação $a/(c+f)^*$	0,32 a 0,45
Consumo de cimento + finos (kg/m ³)	386 a 475

*onde a: é a o consumo de água, c: o consumo de cimento e f: o consumo de finos.

Tabela 2-Parâmetros indicadores de dosagem do CA segundo a RILEM TC 174-SCC (2000).

Parâmetros	Limites
Volume de agregado graúdo (%)	30 a 34
Volume da pasta (%)	34 a 40
Volume de agregado miúdo no volume de argamassa (%)	40 a 50
Quantidade de água (l/m ³)	155-200

De Larrard (1999) estabeleceu em seus estudos valores máximos de tensão de escoamento e viscosidade para que um concreto seja autoadensável. De Larrard (1999) observou que um CA deveria apresentar uma tensão de escoamento menor 400 Pa para a tensão de escoamento e a viscosidade plástica menor que 200 Pa.s.

Wallevik e Níelsson (2003) em suas pesquisas determinaram que os concretos autoadensáveis apresentaram valores no intervalo de 7-160 Pa.s para viscosidade plástica e a tensão de escoamento variou de 0-60 Pa. Os autores apresentaram ainda uma relação entre o espalhamento do concreto autoadensável com a tensão de escoamento e a viscosidade plástica, conforme pode mostrado na Figura 1.

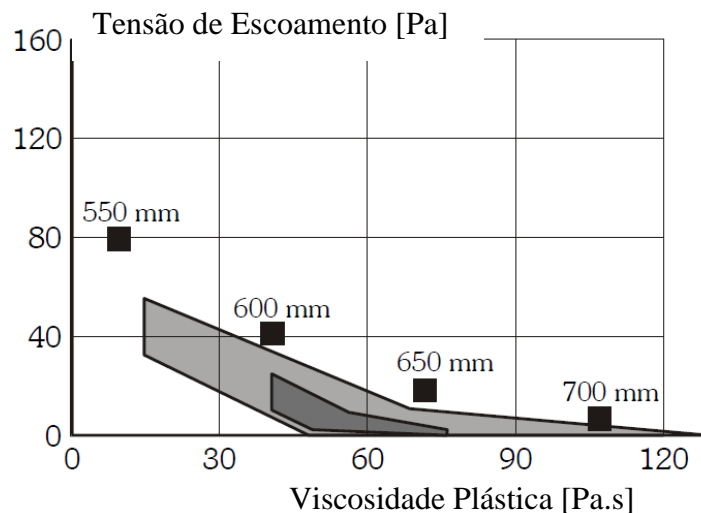


Figura 1-Comparação entre o espalhamento do concreto autoadensável e a tensão de escoamento e a viscosidade plástica.

No Brasil a norma que estabelece parâmetros para que um concreto seja considerado autoadensável é a ABNT NBR 15823:2017. Esta norma estabelece ensaios que apesar de não determinarem de maneira direta a tensão de escoamento e a viscosidade plástica, correlaciona os resultados encontrados nesses ensaios com tais parâmetros, possibilitando assim a avaliação da autoadensabilidade do concreto de maneira simplificada, sem a necessidade da utilização de equipamentos específicos para determinar a tensão de escoamento e a viscosidade.

2.2 CONCRETO AUTOADENSÁVEL RECORÇADO COM FIBRAS (CARF)

A cada dia que passa, os concretos reforçados com fibras ganham maior interesse entre a comunidade científica. Estes concretos podem apresentar desempenho superior e características muito diferenciadas dos concretos produzidos sem reforço, como por exemplo, os ganhos quanto a tenacidade e comportamento pós-fissuração (RAMBO, 2012). Segundo Grunewald (2004), o CARF apresenta as vantagens do concreto autoadensável mais significativas no estado fresco, e ainda são observadas as vantagens obtidas com a adição das fibras no estado endurecido, como a tenacidade e ductilidade, por exemplo. Porém uma atenção especial deve ser dada quanto à redução da trabalhabilidade do material, onde um emaranhamento de fibras pode ser formado e prejudicar a autoadensabilidade do CARF.

O reforço de fibras melhora, principalmente, o comportamento pós-fissuração do concreto, levando a um comportamento mais dúctil do material. Tal comportamento é explicado pela capacidade das fibras de transferirem as tensões, costurando as fissuras, potencialmente levando a uma redução das aberturas de fissuras. A redução nas aberturas de fissuras dependerá da quantidade de fibras que atravessam a fissura, assim como das propriedades físicas e mecânicas da fibra, do fator de forma, determinado pela razão do comprimento/diâmetro; rugosidade, resistência à tração e módulo de elasticidade (GRUNEWALD, 2004; LAMEIRAS, 2015).

Salehian e Barros (2015) salientam que o CARF tem contribuído amplamente para o desenvolvimento do concreto, aumentando o campo de aplicação na Engenharia Civil, que é cada vez mais exigente do ponto de vista do seu comportamento material e estrutural. O mesmo autor ressalta que o reforço de fibras oferece resistência à propagação de fissuras, permitindo que o CARF apresente uma elevada capacidade de absorção de energia durante a fissuração da matriz, com ganhos observados, inclusive quanto à ductilidade e durabilidade.

. A possibilidade da substituição das armaduras convencionais, de maneira total ou parcial é um grande atrativo observado no CARF. Em seus estudos YOU *et al.* (2010) verificaram a possibilidade da substituição dos estribos de vigas moldadas com CA por fibras metálicas, onde foi determinado que, a depender do teor de fibras, essas vigas apresentavam uma mudança no mecanismo de cisalhamento de frágil para dúctil. O mesmo foi verificado por Silva (2015), onde além de mudar o comportamento do concreto de frágil para dúctil, as fibras proporcionaram incrementos na carga para a abertura da primeira fissura dos concretos.

Leite (2018) avaliou a possibilidade da utilização de fibras sintéticas em aplicações estruturais e verificou que o desempenho destas fibras foram inferiores aos encontrados com a utilização de fibras metálicas, sendo necessário um volume maior destas fibras para que ganhos significativos de resistência a tração e tenacidade fossem verificados, o que muitas vezes prejudicou o comportamento reológico do concreto inviabilizando a utilização de fibras sintéticas..

Já em estruturas de pequena espessura as armaduras convencionais podem ser totalmente substituídas por fibras de aço, conforme Lameiras (2015) constatou em seus estudos na fabricação de painéis pré-moldadas, onde utilizou o CARF em substituição às armaduras convencionais. Sendo assim, a inclusão de fibras, além de melhorar a qualidade do concreto, pode acarretar em redução do período de construção, bem como de custos associados à

estocagem, corte e dobra de armaduras convencionais, haja vista a possibilidade da economia com mão de obra pelas características de autoadensabilidade e também com a diminuição com gastos nas armaduras convencionais.

Mendonça *et al.* (2018) utilizou fibra de juta, uma fibra natural, buscando melhorar à resistência do concreto à tração. Em seus resultados observou nos concretos um potencial para apresentarem comportamento com endurecimento na tração direta se reforçadas com 3 e 4% destas fibras. Estudos com a utilização híbrida de fibras naturais e de aço têm sido realizados, avaliando outros benefícios ao concreto além dos verificados no estágio da pós-fissuração, Moreira e Toledo Junior (2018) verificaram que a utilização de fibras de sisal nos teores de 0,28-0,64% e de aço de 1,0-1,28% na produção de concretos autocicatrizantes potencializaram a capacidade de auto-cicatrização dos concretos.

Tendo em vista este grande potencial de aplicação, diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos para que se entenda mais sobre esse tipo de concreto, seja para estudar melhores maneiras de se dosar um concreto autoadensável reforçado com fibras (GRUNEWALD, 2004), seja para verificar aplicações em elementos estruturais (BARROS *et al.*, 2009; BARROS *et al.* 2011, YOU, 2010; LAMEIRAS, 2015).

2.2.1 Materiais constituintes

Os materiais que compõe o CARF são os mesmos utilizados no concreto convencional, sendo a maior diferença talvez esteja na proporção de finos da mistura que são maiores no CARF, tendo em vista a necessidade de compensar a perturbação causada pelas fibras na mistura. A maior quantidade de finos também potencializa a capacidade de espalhamento do concreto (CUNHA *et al.*, 2010). Além disso, o CARF exige aditivos dispersantes de grande eficiência, os denominados superplastificantes de 3ª geração. Em casos particulares, pode haver a necessidade da utilização de aditivos que aumentam a viscosidade, contudo uma grande quantidade de finos pode dispensar tal aditivo.

2.2.1.1 Cimento

Todos os cimentos podem ser empregados na produção do concreto autoadensável, contudo, quanto maior a finura do cimento mais adequado ele será para a produção de CARF. Por se tratar de uma dosagem mais criteriosa em relação ao concreto

convencional, no concreto autoadensável mudanças nas características do cimento podem impactar nas características reológicas da pasta, afetando a viscosidade e a tensão de escoamento da pasta (RAMBO, 2012; GABROIS, 2012).

2.2.1.2 Adições minerais

As adições minerais são amplamente utilizadas na produção de concreto autoadensável, sobretudo pela possibilidade de aumentar a quantidade de finos sem aumentar o cimento Portland. São consideradas adições materiais com dimensões menores que 0,150 mm, é recomendável que a maior parte deste material tenha dimensões menores que 0,075 mm. Diversos tipos de adições minerais podem ser utilizadas no CARF, como por exemplo; o fíler calcário, a cinza volante, sílica ativa e metacaulim, além de outros tipos de adições como pó de pedra, pó de quartzo, escória de alto-forno e cinzas pesadas. Contudo, é necessária uma caracterização dos materiais que serão utilizados, pois suas características terão impactos diretos na adensabilidade do concreto (RAMBO, 2012).

2.2.1.3 Aditivos

Segundo Gabrois (2012), o uso de aditivos no concreto autoadensável é essencial. Pode ser utilizado além do aditivo superplastificante, o aditivo promotor de viscosidade. Para a produção do CARF são necessários aditivos superplastificantes de grande eficiência. Na busca da obtenção da trabalhabilidade requerida sem o aumento da relação água/cimento, o que prejudicaria a resistência do concreto. É necessário que o superplastificante consiga reduzir no mínimo 20% da água na mistura, sendo extrema a importância da compatibilização do aditivo com os finos, a avaliação da melhor maneira a se adicionar o aditivo e o melhor modo de misturar o mesmo (RAMBO, 2012; GABROIS, 2012).

2.2.1.4 Agregado miúdo

Conforme afirma Silva (2004), todos os tipos de agregados que são utilizados no concreto convencional podem ser utilizados no concreto autoadensável reforçado com fibras, entretanto, são recomendadas as areais naturais tendo em vista seu formato arredondado e uniformidade. As areais artificiais oriundas da britagem de pedra apresentam alguns aspectos

negativos, como sua aspereza e angulosidade, o que causa maior travamento e muitas vezes exige uma quantidade maior de aditivo superplastificante. É de grande importância para evitar a segregação o uso de areias com granulometria contínua.

2.2.1.5 Agregado graúdo

Podem ser utilizados todos os tipos de agregados graúdos adotados no concreto convencional para se produzir o CARF, conquanto, é necessário uma atenção especial com seu formato e tamanho. Agregados graúdos que apresentem forma irregular e textura áspera, devem ser empregados em menores diâmetros para não afetarem a fluidez do concreto. Deve se estar sempre atento, pois quanto maior o diâmetro máximo do agregado, maior deverá ser a viscosidade da pasta para evitar sua segregação e ainda haverá uma maior possibilidade de bloqueio ao passar por restrições (SILVA, 2004).

2.2.2 Dosagem do CARF:consideração das fibras na compacidade

As técnicas de cálculo estrutural e construção civil passaram por notáveis progressos. Para acompanhar esse avanço foi necessário o desenvolvimento de metodologias de dosagens mais precisas. Tudo isso visando garantir ao concreto as características exigidas por construtores e projetistas. Existe um renovado interesse na dosagem dos concretos, tendo em vista que os métodos que vinham sendo utilizados apresentam certas limitações, pois consistem basicamente em dosar uma mistura de cimento, água e agregados, para que fossem atingidos o abatimento e a resistência à compressão aos 28 dias especificados (SILVA, 2004).

A maioria dos métodos de dosagem de um CARF é adaptada dos métodos de dosagem de concretos autoadensáveis convencionais. Yu *et al.* (1993) propôs uma metodologia para consideração do efeito das fibra nos concretos utilizando um conceito de um diâmetro equivalente. Em sua abordagem a fibra era considerada como uma esfera, através da determinação de um diâmetro de uma partícula esférica, que gerasse um efeito de perturbação semelhante na mistura.

De Larrard (1999) também desenvolveu para o MEC uma abordagem para concretos reforçados com fibras. Em sua metodologia as fibras são consideradas por meio de uma estimativa da perturbação que as mesmas causam na mistura. É determinado um volume perturbado que a fibra vai gerar e o quanto ela vai afetar na compacidade dos agregados.

Ferrara e Shah (2007) propuseram uma metodologia para dosagem de CARF através de uma otimização do esqueleto granular. O método proposto pelos autores inclui as fibras na otimização do esqueleto sólido através do conceito de um diâmetro específico equivalente da superfície. O método foi validado e mostrou-se uma ferramenta eficiente, segundo os autores.

Grunewald (2004) em seus estudos, comparou as propostas de Yu *et al.* (1993) e de De Larrard (1999) para consideração do efeito das fibras nos CARFs. Ele chegou a conclusão que apesar das duas abordagens mostrarem-se aplicáveis, com resultados próximos, a proposta de Yu *et al.*(1993) apresentou erros menores.

Nesta pesquisa uma nova comparação foi feita entre as duas metodologias para a abordagem do efeito das fibras na mistura do concreto, sobretudo porque este trabalho também utilizou fibras sintéticas. As abordagens de Yu *et al.* (1993) de De Larrard (1999) foram comparadas com os resultados experimentais, para que a metodologia que apresentasse o menor erro fosse adotada na dosagem com o MEC.

2.2.3 Comportamento mecânico do CARF

O principal motivo da utilização de fibras no concreto são as melhoras obtidas no estado endurecido, quanto ao seu comportamento mecânico. Os ganhos de tenacidade e de resistir às tensões residuais após fissurar são alguns dos benefícios obtidos no estado endurecido.

Quinino (2015) salienta que o uso dos materiais fibrosos em comparação aos materiais particulados é benéfico, sob o ponto de vista estrutural. Tendo em vista que as fibras, na maioria das vezes, apresentam maior capacidade de carga do que o mesmo material em forma compacta. Também, a forma fibrosa demonstra um melhor desempenho no que se refere à resistência e a rigidez e, dessa forma, colaborando para que possa impedir que as deformações resultantes de um determinado carregamento ultrapassem os limites considerados aceitáveis.

2.2.3.1 Compressão

O concreto convencional é caracterizado por ser um material com elevada resistência à compressão. A inclusão de fibras no CARF não visa acréscimos na sua

resistência à compressão. Vários estudos já demonstraram que o acréscimo de fibras, nos teores habitualmente utilizados, geralmente não afetam a resistência à compressão dos concretos. É sabido que essa propriedade é majoritariamente afetada pelas propriedades da matriz cimentícia.

Vitor Cunha *et al.* (2006) em suas pesquisas em concretos reforçados com fibras de aço não observou ganhos relativos à resistência a compressão nos concretos, sendo que em alguns casos pode-se observar uma pequena diminuição quanto a esta resistência, tendo em vista a possibilidade de formação de emalhados de fibras.

Muitas das vezes, há uma necessidade maior de água para compensar a diminuição da trabalhabilidade gerada pelas fibras, gera uma diminuição da resistência a compressão, por aumentar a relação água/cimento (CUNHA *et al.*, 2010)

Grunewald (2004), em suas pesquisas, verificou que a adição de fibras não causou nenhum impacto considerável na resistência à compressão do CARF, sendo observado apenas ganhos de tenacidade, conforme pode ser visto na Figura 2, onde o gráfico relaciona a resistência à compressão (σ_{cc}) com a deformação do concreto (ϵ_{cc}) sem fibras e com o volume de fibras (V_f) de 1,0%.

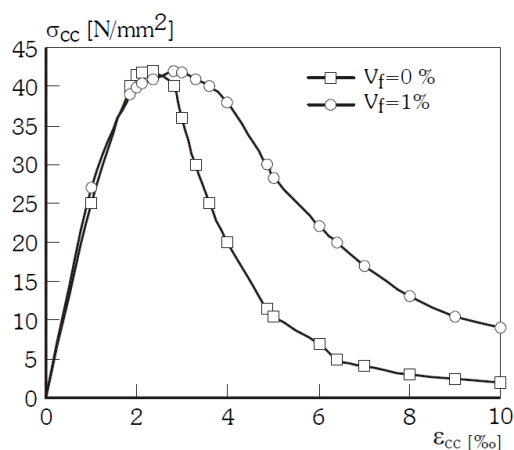


Figura 2-Comparação da resistência à compressão de concretos com e sem a presença de fibras.

Song e Hwang (2004) estudaram o efeito da fibra de aço na resistência à compressão de HSC em várias fibras conteúdo, incluindo 0,5, 1,0, 1,5 e 2,0% em volume de concreto. A resistência máxima à compressão foi obtida com a inclusão de 1,5% de fibra onde a resistência à compressão medida foi 15,3% superior ao concreto sem fibra.

Em sua pesquisa, Abbas *et al.* (2018) verificaram que, para aumento dos teores de fibras de 0,5% para 2%, foram observados aumentos de 2 a 8 % na resistência do concreto à compressão, para concretos de alta resistência. Já para concretos de resistência moderada, os autores obtiveram melhorias na ordem de 10% a 25%. Esse aumento foi atribuído ao efeito de confinamento fornecido pelas fibras ao concreto.

2.2.3.2 Tração

O concreto tem como limitação a sua baixa resistência à tração. As fibras, por apresentarem uma resistência à tração muito maior que a do concreto, podem trazer ganhos na resistência ao concreto ser tracionado. No entanto, ganhos de resistência à tração são observados muitas vezes com um volume alto de fibras, o que pode prejudicar a trabalhabilidade do concreto (CT303 IBRACON/ABECE, 2016).

No CARF, geralmente não é adicionada uma quantidade de fibras suficiente para trazer ganhos significativos de resistência à tração do compósito. Nesse tipo de concreto o teor de fibras geralmente é limitado tendo em vista que um volume maior de fibras pode prejudicar a autoadensabilidade do concreto.

Contudo, Abbas (2018) alcançou melhorias significativas na resistência à tração, com uma porcentagem na ordem de 2% de volume de fibra. As matrizes menos resistentes apresentaram melhorias mais evidentes, por apresentarem matrizes com menor tenacidade. Aumentos de até 47% na resistência à tração foram obtidos.

Em suas pesquisas, com a utilização de agregados cerâmicos reciclados na produção de concretos reforçados com fibras, Dowski e Jacek Katzer (2019) chegaram a aumentos expressivos na resistência à tração.

2.2.3.3 Comportamento pós-fissuração do CARF: determinação das resistências residuais

O principal benefício obtido na inclusão de fibras no concreto está no comportamento pós-fissuração, as fibras têm módulo de elasticidade e resistência significativamente maiores que a da pasta de concreto, o que garante ganhos quanto à tenacidade ao CARF. O volume de fibras bem como suas características vão determinar como será o comportamento do CARF, e também a magnitude do acréscimo de tenacidade e ductilidade.

A resistência à tração do concreto não reforçado com fibras após o aparecimento da primeira fissura reduz rapidamente a zero, enquanto no concreto reforçado com fibras, as fibras são capazes de atravessar fissuras e transmitir forças melhorando o comportamento de tração pós-fissuração do CARF, conforme pode ser visto na Figura 3. Contudo, a complexidade dos ensaios necessários para caracterizar as propriedades fundamentais de resistência à tração do material, ou seja, determinar sua resistência pós-fissuração, têm muitas vezes limitado sua utilização racional do CARF em projetos de estruturas (FIGUEREDO, 2016).

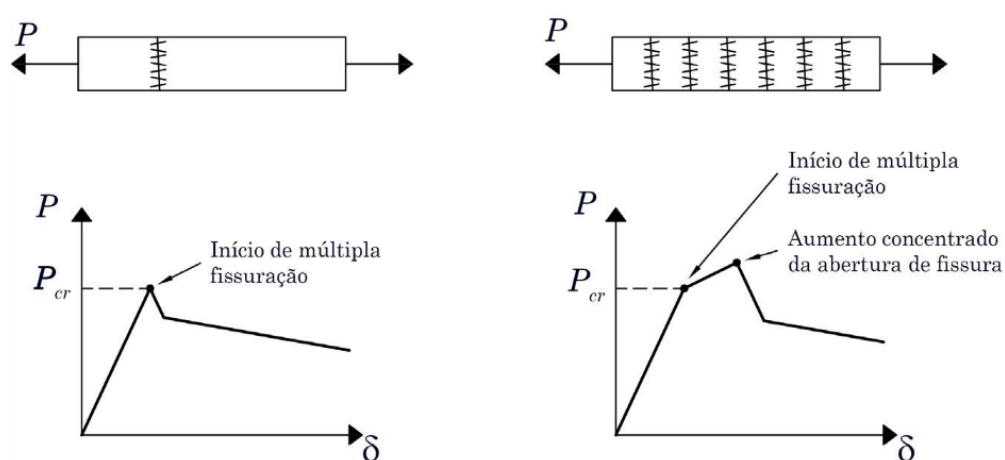


Figura 3-Comportamento do concreto reforçado com fibras, comportamento de abrandamento e enrijecimento, respectivamente, sob tração axial (CT 303 IBRACON/ABECE, 2016).

Pela dificuldade da determinação da resistência residual à tração do CARF de forma direta, seu comportamento no estágio pós-fissuração muitas das vezes é determinado em ensaios de flexão a 3 ou 4 pontos. Contudo, a utilização de ensaios à flexão em 3 e 4 pontos ainda é dificultada pela necessidade de uma prensa com um sistema fechado de controle de deformação, onde esta deformação no ensaio deve ser controlada pelo deslocamento medido no corpo de prova. Pelo elevado custo e operação complexa, esses aparelhos muitas vezes não estão presentes em laboratórios de controle tecnológico e indústrias, sendo mais comuns em Universidades (BARBOZA e MONTE, 2016).

Buscando resolver as barreiras criadas pelas dificuldades deste ensaio o *fib* Model Code 2010 (FIB, 2013) propôs a utilização de alguns ensaios que possuam correlação com a EN14651, mas que sejam realizados mais facilmente. Como opção de ensaios alternativos normalizados, podem ser citados os ensaios previstos na JSCE-SF4 e o ASTM C1609: 2012, de flexão quatro pontos ; o ensaio de punção em placas circulares prevista no ASTM C1550:

2012 e o ensaio de duplo puncionamento, conhecido como ensaio Barcelona , previsto pela UNE 83515 (AENOR, 2010), este uma opção ainda mais simples que os anteriormente mencionados.

De acordo com o JCI SF4 (1983), para a realização do ensaio de flexão a amostra deve ter no mínimo seis medindo 150 mm x 150 mm x 600 mm. O procedimento para a determinação das resistências à flexão residuais consiste em um ensaio de flexão em quatro pontos, onde para estimar a resistência à flexão equivalente é necessário obter a curva carga versus deformação. É necessário a determinação da tenacidade para um deflexão de 3 mm no meio da viga. A resistência à flexão equivalente é então determinada adotando a equação 1 :

$$f_{ct, fleq,3} = \frac{T_{jcl} \cdot L}{(\delta_{150} \cdot b \cdot h^2)} \quad (1)$$

Onde:

T_{jcl} : é a tenacidade para uma deflexão de 3 mm;

L : é o comprimento do corpo de prova;

δ_{150} : amplitude / 150 ;

b : é a base do corpo de prova;

h : é a altura do corpo de prova.

Já o ASTM C1609 / C1609M-12 (2012) recomenda dois tamanhos de prisma, de 100 mm x 100 mm por 350 mm comprimento e 150 mm x 150 mm por 500 mm de comprimento, onde a escolha do tamanho do prisma seria baseada no comprimento da fibra, sendo necessário que o comprimento máximo da fibra seja menor que 1/3 da largura e da altura da amostra. Os prismas são ensaiados na flexão a 3 pontos, com a carga aplicada de maneira contínua. O que facilita o registro da resposta das fibras imediatamente após a primeira fissuração e auxilia na avaliação da ductilidade oferecida pelas fibras. A curva carga-deflexão é plotada para cada teste as resistências residuais são determinadas a partir das cargas.

Quanto so ensaio Barcelona, conforme descrevem Barboza e Monte (2017) o ensaio consiste no duplo puncionamento aplicado a discos de carga posicionados na região central de corpos de prova moldados ou testemunhos extraídos, estudos simplificados deste ensaio mostram que com os resultados da carga aplicada e do deslocamento da máquina são suficientes para estimar o comportamento pós-fissuração do concreto. Figueredo (2017)

ressalta que outro aspecto positivo deste ensaio é a possibilidade de associar-se as resistências residuais aos ELS e ELU, o que facilita a utilização dos resultados em dimensionamentos estruturais.

Apesar de ensaios mais simples, como o ensaio de Barcelona, que podem estimar o comportamento pós-fissuração do CARF, uma caracterização precisa do CARF passa obrigatoriamente pelo ensaio de flexão de acordo com a EN14561:2007, previsto também pelo RILEM TC 162 - TDF, pelo *fib Model Code 2010* (FIB, 2013) e pelo CT303 IBRACON/ABECE (2016). Este ensaio tem como resultado um gráfico que relaciona a carga e o deslocamento correspondente à abertura da boca fissura, *CMOD* (*Crack Mouth Opening Displacement*) um esquema do ensaio pode ser visto na Figura 4 (CT303 IBRACON/ABECE, 2016).

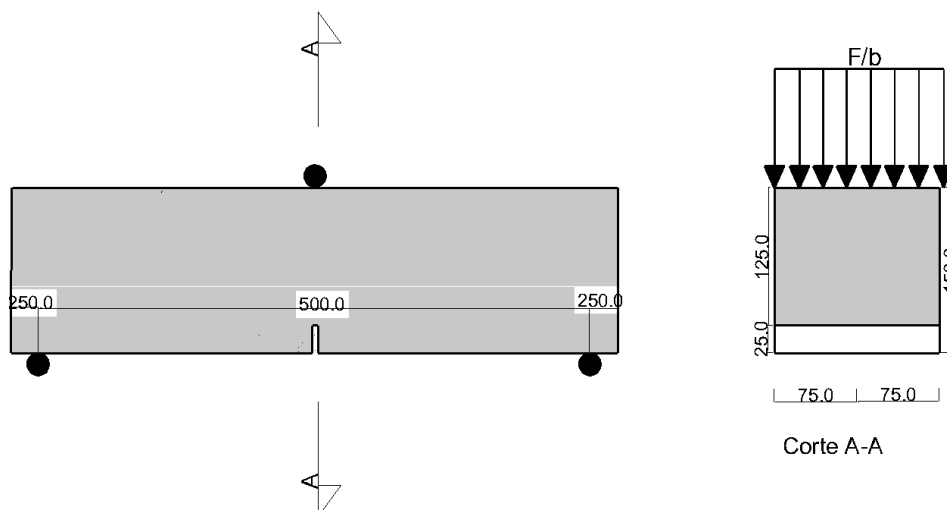


Figura 4-Esquema de um ensaio de flexão a 3 pontos com entalhe. Medidas em mm.
(adaptado do CT 303 IBRACON/ABECE, 2016).

Com os resultados das cargas obtidas no ensaio de flexão em vigas é possível determinação das resistências residuais aplicando equação 2:

$$f_{R,j} = \frac{3 \cdot F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{SP}^2} \quad (2)$$

Onde:

$f_{R,j}$: é a resistência à tração residual do CARF correspondente ao CDMOD_j;

F_j : é a carga correspondente ao CDMOD_j;

l : vão do corpo de prova;

b : é a largura do corpo de prova;

h_{SP} : é a distância entre a ponta do entalhe e a face superior ao corpo de prova.

A norma europeia EN 14651 (2007) exige quatro valores diferentes da resistência residual ($f_{R1}, f_{R2}, f_{R3}, f_{R4}$), correspondendo a diferentes valores do deslocamento da abertura da boca do corte realizado, são os CMODs de 0,5, 1,5, 2,5 e 3,5 mm conforme pode ser visto na Figura 5. Todavia, o uso de quatro valores diferentes pode ser um obstáculo para a aceitação da formulação de projetos utilizando o CARF, sendo assim é assumido que f_{R1} e f_{R3} podem caracterizar a resistência residual CARF para análise no Estado Limite de Serviço(ELS) e o Estado Limite Último (ELU), respectivamente (DI PRISCO *et al.* , 2009; DOMSKI E KATZER, 2019).

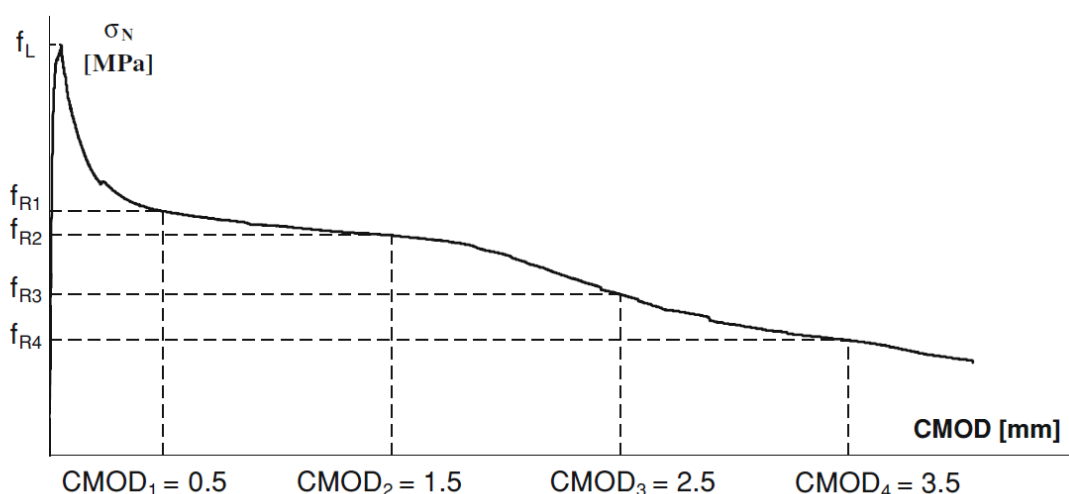


Figura 5-Relação entre as resistências residuais e os respectivos *fIB MODEL CODE:2010* (2013).

Quando se adiciona fibras no concreto, a depender do volume, tipo da fibra e suas respectivas características, como relação de aspecto, comprimento e propriedades mecânicas, o concreto pode apresentar um comportamento de abrandamento ou de enrijecimento à flexão. No comportamento de abrandamento observa-se um incremento de tenacidade, onde após a abertura da primeira fissura há um incremento da capacidade de se deformar antes de se romper. Após a abertura da primeira fissura as fibras são exigidas e acabam incrementando ao CARF capacidade de se deformar.

Já no comportamento de enrijecimento à flexão, observa-se a formação de múltiplas fissuras. Quando a primeira fissura é aberta, existem fibras em um volume e disposição suficientes para a distribuição de esforços, há então um ganho de resistência e é observada a abertura de outras fissuras, por meios da distribuição de esforços dentro da matriz, onde as fibras atuam como pontes para distribuição dos esforços dentro da matriz. Nesse tipo de comportamento, além dos ganhos de tenacidade, observa se o ganho de resistência promovido pelas fibras após o aparecimento da primeira fissura. O comportamento de enrijecimento de tensão só pode ser obtido quando a fração de volume de fibra excede um valor crítico, onde esse valor depende de vários fatores, incluindo a força de a matriz, a dimensão, forma e orientação das fibras e as propriedades de ligação fibra-matriz (LI e WU, 1992). Na Figura 6 podem ser vistos os gráficos representando os dois comportamentos.

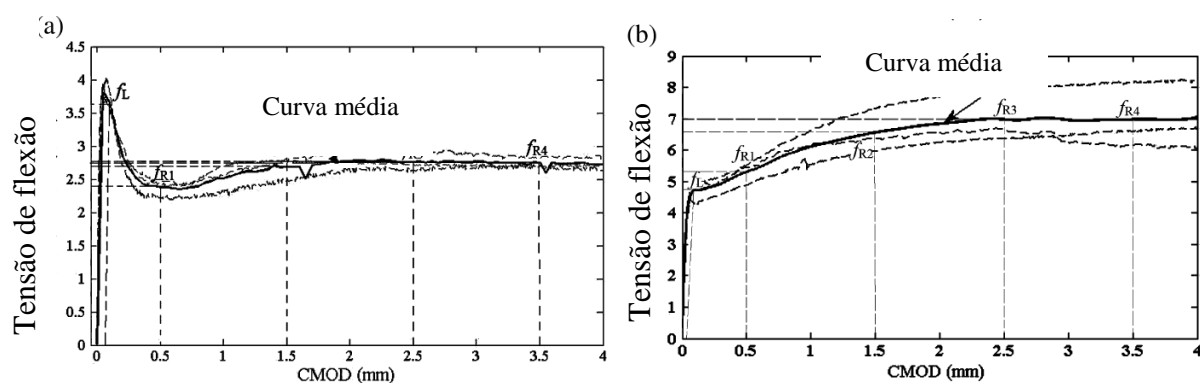


Figura 6-Gráfico relacionando Tensão \times CMOD, mostrando o comportamento (a) comportamento de amolecimento à flexão e (b) comportamento de enrijecimento à flexão (Venkateshwaran, 2018).

Todavia, vale ressaltar que no comportamento no estado endurecido do CARF observa-se na maioria dos casos um comportamento de amolecimento (*softening*), isso porque o volume de fibras adicionado geralmente é insuficiente para ultrapassar um volume crítico e alcançar o comportamento de endurecimento (*hardening*), tendo em vista que as fibras afetam a trabalhabilidade do concreto e a autoadensabilidade é uma das características desejadas no CARF. Os principais ganhos observados no CARF são quanto a sua capacidade de se deformar antes da ruptura, aumentando a tenacidade.

2.2.4 Relação entre as características da fibra e da matriz com o comportamento pós-fissuração do CRF

As resistências à flexão residuais dos CRF, definidas como as resistências à flexão após a fissuração, são determinadas a partir das curvas de tensão versus deslocamento de abertura da fissura (CMOD), e são obtidas de resultados de flexão em ensaios de três ou quatro pontos em prismas (VENKATESHWARAN, 2018).

Segundo Thomas e Ramaswamy (2007) os parâmetros mais influentes nas propriedades mecânicas do CARF são a resistência à compressão do concreto e o índice de reforço (IR), definido como o produto do volume de fibra (V_f) e o seu fator de forma, que é dado pela razão entre o comprimento e diâmetro da fibra (l_f / d_f). O formato e o tipo das fibras, com ou sem a presença de ganchos e ranhuras também afetarão o desempenho do CARF.

Alguns estudos foram desenvolvidos (Ghosh *et al.*, 1989; Padmarajiah, 1999; Thomas & Ramaswamy, 2007) e mostraram que a resistência residual do CRF tem forte correlação com a resistência da matriz e com características das fibras como: aspectos geométricos, tipo de fibra e volume adicionado. Venkateshwaran *et al.* (2018), com base nos resultados de ensaios de flexão a 3 pontos em 69 vigas, verificou que as resistências à flexão residuais foram proporcionais ao índice de reforço, à raiz quadrada da resistência à compressão do concreto e ao quadrado do número de ganchos nas extremidades da fibra de aço. Com base nos gráficos que relacionam a tensão com a abertura da fissura, desenvolveu equações empíricas para as resistências à flexão residuais que permitem o uso da relação constitutiva do *fib Model Code 2010* (fib, 2013) para a CRF sem a necessidade de se recorrer a testes de flexão. As flexões residuais podem ser determinadas com a equação 3, para j variando de 1 a 4.

$$f_{Rj} = \Psi[A. (f_c')^{0,5} + B(IR) + CN^2] \quad (3)$$

Onde:

f_c' é a resistência à compressão do cilindro do concreto;

A, B e C são coeficientes de regressão;

IR é o índice de reforço definido como sendo o produto entre a fração volumétrica e o fator de forma da fibra;

N é o número de extremidades em gancho-de fibras de aço;

$\Psi : (1 + L_f/100)^{0,5}$;

L_f : comprimento da fibra.

Essa equação proposta por Venkateshwaran *et al.* (2018) foi validada para 39 ensaios de flexão de outros estudos (Grimaldi *et al* 2013; Soetens and Matthys, 2014; Ali Amin *et al.* , 2015). Os resultados indicaram que o índice de reforço tem a influência mais significativa sobre a resistência à flexão residual.

Em seus estudos, Lin *et al.*(2014) verificou que a tipologia da fibra, a presença de ranhuras, e o fato de forma tinham grande influência nos ganhos de resistência do CARF no estágio pós-fissuração, contudo a resistência da matriz foi um dos aspectos mais relevantes nos ganhos de resistência nesse estágio. O que também foi observado por Lee *et al.* (2016), que avaliaram a capacidade à flexão de concretos reforçados com fibra de blenda de poliolefina para concretos de 30, 40 e 60 MPa, é que os melhores resultados foram obtidos com os concretos de maiores resistências, reforçando a importância da resistência da matriz cimentícia nas resistências residuais dos concretos reforçados com fibras. Os autores perceberam que a adição de fibras em pequeno volume, de até 0,5% em relação ao volume do concreto, não trouxe ganhos significativos de resistência residual.

Resultado semelhante foi encontrado por Yoo *et al.*(2015) para CRF com fibras de aço, onde as vigas com teor de 0,5% de volume de fibra apresentaram comportamento pós-fissuração muito semelhante às vigas com matriz sem adição de fibras . Por outro lado, para as vigas com volume de fibras de aço acima 1,0% foram observados ganhos nas resistências residuais pós-fissuração em comparação com as vigas sem fibra. Esses ganhos de resistência e ductilidade foram mais significativos com o aumento do teor de fibras. Sucharda *et al.* (2017) observou a grande influência do volume da fibra e da presença de ganchos no incremento das resistências residuais do CARF utilizando fibras de aço.

Em um trabalho recentemente desenvolvido na Universidade de Brescia, Tibberti *et al.* (2018) coletaram um amplo banco de dados composto por 81 séries, onde 528 vigas foram avaliadas em testes de flexão a três pontos . Com base nos resultados, os autores observaram que o aumento da resistência do concreto determinou melhores propriedades de ligação fibra/concreto, proporcionando um aprimoramento da interação, resultando em

resistências pós-fissuração mais elevadas dos CRFs para maiores aberturas de fissura. Além disso, os autores verificaram que a dispersão dos resultados foi menor para concretos com maior resistência à compressão.

Abbass *et al.*(2018) variaram em sua pesquisa o comprimento da fibra, volume e resistência da matriz através da variação da relação água/cimento. Os resultados mostraram que os três parâmetros tiveram influência no comportamento mecânico e pós-fissuração do concreto. Além da quantidade da fibra e da resistência da matriz, o fator de forma, k , também teve peso nos resultados encontrados.

Domski e Katzer (2019) estudaram a adição de três tipos de fibras nas proporções de 0,5%, 1% e 1,5% em concretos produzidos com agregados cerâmicos reciclados. Foram variados os tamanhos e os fatores de forma dessas fibras, como resultado, foram determinadas equações referentes às resistências residuais. f_{R1}, f_{R2}, f_{R3} e f_{R4} , são as equações 4, 5, 6 e 7 respectivamente

$$f_{R1} = 10,6067 - 3,502(V_f) - 0,1985 \left(\frac{l_f}{d_f} \right) - 0,0667(V_f)^2 \quad (4)$$

$$+ 0,1206(V_f) \left(\frac{l_f}{d_f} \right) 0,0008 \left(\frac{l_f}{d_f} \right)^2$$

$$f_{R2} = 8,1726 - 2,6361(V_f) - 0,1572 \left(\frac{l}{d} \right) - 0,3333(V_f)^2 \quad (5)$$

$$+ 0,1361(V_f) \left(\frac{l_f}{d_f} \right) 0,0005 \left(\frac{l}{d} \right)^2$$

$$f_{R3} = 10,6067 - 3,502(V_f) - 0,1985 \left(\frac{l_f}{d_f} \right) - 0,0667(V_f)^2 \quad (6)$$

$$+ 0,1206(V_f) \left(\frac{l_f}{d_f} \right) 0,0008 \left(\frac{l_f}{d_f} \right)^2$$

$$f_{R4} = 11,0995 - 6,2265(V_f) - 0,2111\left(\frac{l_f}{d_f}\right) - 0,0667(V_f)^2 \quad (7)$$

$$+ 0,1796(V_f)\left(\frac{l_f}{d_f}\right) + 0,0006\left(\frac{l_f}{d_f}\right)^2$$

Onde:

$f_{R1}, f_{R2}, f_{R3}, f_{R4}$: são as resistências residuais referentes às aberturas da boca da fissura (CMOD) de 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm, respectivamente;

l_f : é o comprimento da fibra;

d_f : o diâmetro da fibra;

V_f : é o volume de fibra.

Na pesquisa de Domski e Katzer (2019) realizada para CRF utilizando agregados reciclados, as variáveis analisadas foram o volume de fibra e suas características geométricas (diâmetro e comprimento). Como resultado eles perceberam que as fibras com menor fator de forma (l/d) apresentaram melhores resultados quanto aos ganhos de resistência residual, sobretudo em menores volumes de fibra adicionado.

2.3 MÉTODO DO EMPACOTAMENTO COMPRESSÍVEL (MEC)

Segundo De Larrard (1999), a dosagem de um concreto trata-se de se resolver um problema de empacotamento. Depois de mais de uma década de estudo de sua equipe, De Larrard conseguiu construir uma teoria que soluciona a questão de empacotamento de misturas secas em todos componentes utilizados na dosagem do concreto. Foi uma versão que veio para aprimorar os modelos de empacotamento desenvolvidos pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, atualmente incorporado pelo *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR). Esse método tem como grande diferencial a possibilidade de se relacionar características requeridas para o concreto, como resistência à compressão, trabalhabilidade e viscosidade, por meio de equações, com as quantidades e propriedades dos materiais constituintes, possibilitando uma dosagem racional e científica.

Segundo Silva (2004) o MEC apresenta algumas vantagens com relação aos demais métodos, os quais são descritos a seguir:

- o desenvolvimento deste método segue os princípios científicos, ou seja, é fundamentado em uma observação dos fenômenos, levantamento de hipóteses, estabelecimento de modelos matemáticos que representam os fenômenos e nas comprovações experimentais dos modelos estabelecidos;
- inclui em seus modelos matemáticos a contribuição dos novos materiais que estão sendo utilizados na confecção dos concretos atualmente, tais como a microssílica, fíler calcário, superplasticantes, entre outros;
- para comprovar a veracidade dos modelos o MEC utiliza um grande conjunto de dados experimentais para diversos concretos;
- é um método capaz de ser implementado computacionalmente.

2.4 DESCRIÇÃO CONCEITUAL DO MEC

Esse tópico, que visa descrever um pouco sobre a metodologia do Método do Empacotamento Compressível, foi escrito como uma adaptação simplificada do texto do livro *Concrete Mixture Proportioning : a scientific approach*, escrito por De Larrard em 1999. Todas as formulações e considerações do método foram escritas de maneira resumida e podem ser vistas na íntegra na obra supracitada. O MEC se baseia em dois blocos principais, o empacotamento virtual que é a compacidade tida como a máxima que pode ser obtida para determinada partícula e o empacotamento real que é o realmente obtido no processo adotado. Onde são correlacionados esses dois empacotamentos com um protocolo adotado.

2.4.1 Empacotamento virtual

O Empacotamento Virtual pode ser definido como um arranjo geométrico entre as partículas considerado ideal, onde se consiga alcançar uma compacidade máxima para as partículas. Formaguini (2005) define a compacidade virtual de empacotamento como a máxima compacidade possível de uma mistura granular monodispersa, organizando os grãos um a um em um determinado volume. Por exemplo, em partículas cúbicas é possível a obtenção da compactação máxima de 100%, arranjando os cubos um a um, face a face, conforme a Figura 7.

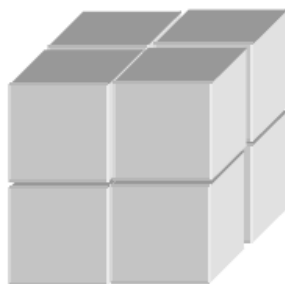


Figura 7-Arranjo de cubos, com compactidade máxima de 100% (Formaguini, 2005).

Já no caso de partículas esféricas em um arranjo cúbico de face centrada (CFC), ainda que as partículas sejam encaixadas da melhor maneira possível ainda existirão espaços vazios, e é possível obter uma compactidade virtual máxima de 74%, conforme pode ser visto na Figura 8.

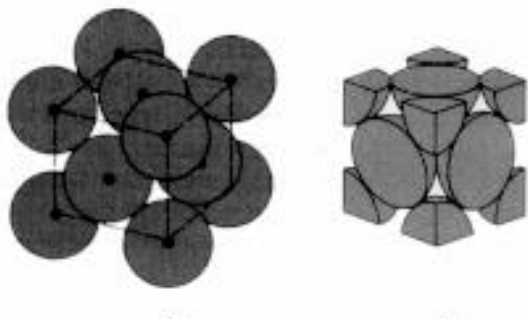


Figura 8-Compactidade máxima em um arranjo cúbico para partículas esféricas (Silva, 2004).

2.4.1.1 Misturas binárias com e sem interação

Um importante conceito para o MEC, segundo Formaguini (2005) é o de classe dominante. Classe dominante pode ser entendida como aquela a qual mantém a continuidade sólida do corpo granular, em uma mistura de diferentes grãos onde não exista segregação. É importante a compreensão que nem sempre o maior diâmetro será o a classe dominante, conforme pode ser vista na Figura 9.

No caso de uma mistura binária sem interação ocorre quando o diâmetro de uma classe (d_1) é significativamente maior que o diâmetro (d_2) de uma segunda classe da mistura. Essa grande diferença entre os diâmetros, acaba fazendo com que um grão não perturbe o outro, sendo assim uma mistura que pode ser definida como sem interação.

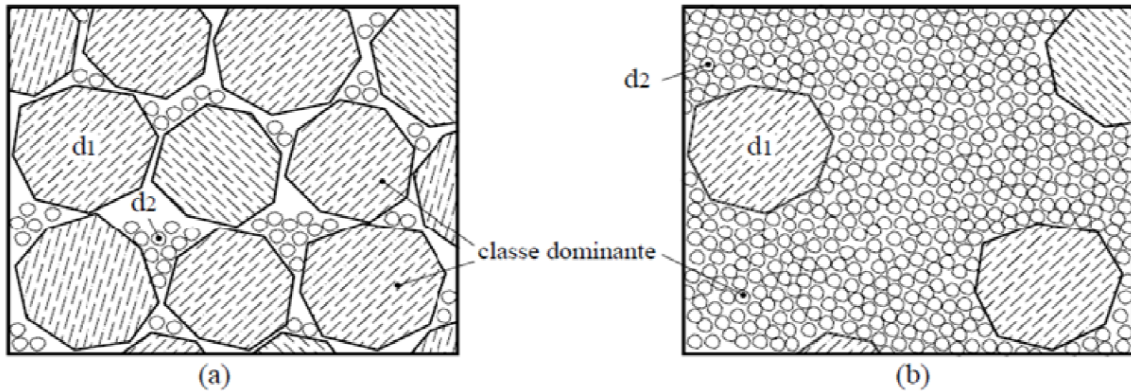


Figura 9-Diferentes classes dominantes em uma mistura binária (Formaguini, 2005).

Pode haver ainda a ocorrência de uma mistura com interação total, que é o caso de misturas binárias onde o diâmetro ($d1$) é igual ao diâmetro($d2$) da outra classe da mistura, nesse caso, podendo assim considerar que uma parte do recipiente será ocupada por grão da classe 1, enquanto o restante com grão da classe 2. Isso pode ser visto na Figura 10.

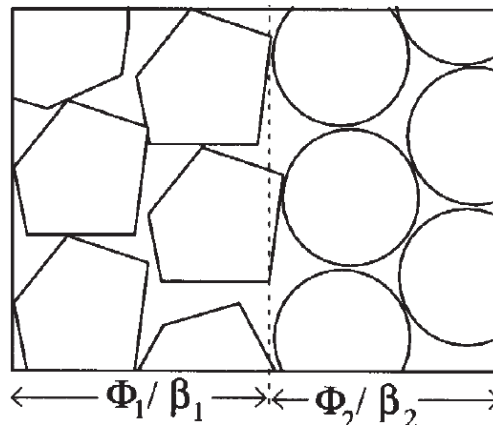


Figura 10- Disposição das classes em uma mistura de interação total (De Larrard, 1999).

Levando em conta essas considerações pode se relacionar os volumes parciais da seguinte maneira, conforme a equação 8:

$$\frac{\Phi_1}{\beta_1} + \frac{\Phi_2}{\beta_2} = 1 \quad (8)$$

Onde:

β_1 é a compacidade virtual da classe 1;

β_2 é a compacidade virtual da classe 2;

Φ_1 é a compacidade real da classe 1;

Φ_2 é a compacidade real da classe 2;

Partindo dessa relação é possível se determinar a densidade de empacotamento, de uma classe de grão em função da outra da seguinte maneira, conforme mostram as equações 9 e 10:

$$Y_1 = \frac{\beta_1}{(1 - (1 - \frac{\beta_1}{\beta_2})\gamma_2)} \quad (9)$$

$$Y_2 = \frac{\beta_2}{(1 - (1 - \frac{\beta_2}{\beta_1})\gamma_1)} \quad (10)$$

Lembrando se de que $\gamma_1 + \gamma_2 = 1$, chega-se a um caso particular onde $\gamma_1 = \gamma_2 = 0.5$.

β_1 é a compacidade virtual da classe 1;

β_2 é a compacidade virtual da classe 2;

Y_1 é a compacidade virtual da mistura quando a classe dominante for a 1;

Y_2 é a compacidade virtual da mistura quando a classe dominante for a 2.

2.4.1.2 Mistura binária com interação parcial

Quando o diâmetro (d_1) de uma das classes não é muito maior que o diâmetro (d_2) referente a segunda classe, ocorre uma interação parcial, onde observa-se dois efeitos físicos. Se o grão menor de classe 2 é inserido na porosidade de um empacotamento de grãos graúdos e não couber mais nos vazios, haverá de maneira local a diminuição do volume de grãos da classe 1 conforme pode ser visto na Figura 11. Se cada grão fino estiver longe suficientemente do próximo, este efeito pode ser considerado como uma função linear do volume dos grãos da classe 2.

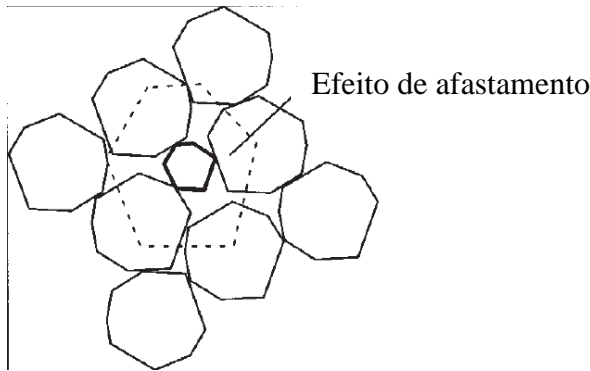


Figura 11-Efeito de afastamento (De Larrard, 1999).

Sendo assim a densidade de empacotamento será determinada pela equação 11:

$$Y_1 = \frac{\beta_1}{(1 - (1 - \alpha_{12} \frac{\beta_2}{\beta_1})y_2)} \quad (11)$$

β_1 é a compacidade virtual da classe 1;

β_2 é a compacidade virtual da classe 2;

Y_1 é a compacidade virtual da mistura quando a classe 1 é dominante;

y_2 é a proporção da classe 2 na mistura binária

α_{12} representa um efeito de afastamento, que varia de 0 para casos em que o diâmetro da classe 1 é muito maior que o da segunda classe e não há interação, até 1 no caso específico em que os dois diâmetros são iguais.

Pode acontecer ainda o efeito de parede, que ocorre quando alguns agregados graúdos isolados estão cobertos por agregados finos (que são a classe dominante pra essa situação), haverá nesse caso uma quantidade adicional de vazios no empacotamento de grão da classe 2, localizados na vizinhança da interface. Se os grãos maiores estiverem distantes suficientemente, essa perda do volume de sólidos pode ser considerada proporcional ao volume 1.

Sendo assim equação 12 será:

$$Y_2 = \frac{\beta_2}{(1 - [1 - \beta_2 + b_{12}\beta_2])y_2(1 - \frac{1}{\beta_1})y_1} \quad (12)$$

Onde:

Y_2 : Compacidade virtual da mistura quando a classe 2 é a dominante

β_1 é a compacidade virtual da classe 1;

β_2 é a compacidade virtual da classe 2;

γ_1 é a proporção da classe 1 em uma mistura binária;

γ_2 é a proporção da classe 2 em uma mistura binária;

b_{12} representa o coeficiente de efeito parede que varia de 0 para casos em que o diâmetro 1 é muito maior que o da segunda classe e não há interação, até 1 no caso específico em que os diâmetros 1 e 2 são iguais.

O efeito parede exercido dos grãos maiores nos grãos menores pode ser visto na Figura 12.

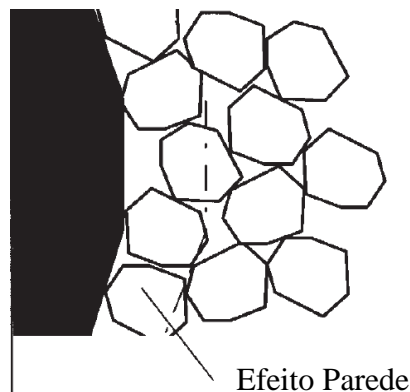


Figura 12-Efeito parede causado do agregado graúdo nos agregados miúdos (De Larrard, 1999).

2.4.1.3 Misturas polidispersas com e sem interação

Existem ainda a ocorrência de misturas polidispersas, nestas misturas podem haver ou não interação em as partículas. Considerando uma misturas com n classes de grãos conforme ilustra a equação 13 :

$$d_1 \gg d_2 \gg d_n \quad (13)$$

Onde:

d_1 : diâmetro da classe dominante;

d_2 : diâmetro da classe não dominante;

d_n : diâmetro de uma classe n .

Conforme mostra a equação a classe i será dominante se:

$$\Phi_i = \beta_1(1 - \Phi_1 - \Phi_2 - \dots - \Phi_{i-1}) \quad (14)$$

Para essa situação a densidade de empacotamento pode ser calculada da seguinte maneira, conforme a equação 15:

$$\gamma = Y_i = \frac{\beta_i}{[1 - (1 - \beta_i) \sum_{j=1}^{i-1} \gamma_j + \sum_{j=i+1}^n \gamma_j]} \quad (15)$$

Onde:

Y_i é a compacidade virtual da mistura quando a classe i é dominante;

β_i é a compacidade virtual da classe dominante;

γ_j é a proporção em volume da classe j .

Sempre haverá ao menos uma classe dominante, se a classe 1 não for a dominante tem se que:

$$\Phi_1 < \beta_1 \quad (16)$$

Se a classe 2 não for a dominante, teremos a seguinte situação:

$$\Phi_2 < \beta_2(1 - \phi_1) \quad (17)$$

Levando em conta classes cada vez menores, não havendo classes dominantes temos a seguinte relação:

$$\Phi_n < \beta_n(1 - \phi_1 - \phi_{n-i}) \quad (18)$$

Quando estas n desigualdades são verificadas de maneira rigorosa e simultânea, cada classe de grão tem certa folga no que diz respeito ao volume disponível, conforme mostra a Figura 13. E sendo assim, a mistura não é mais um empacotamento, mas sim uma suspensão. Pelo menos uma equação da densidade de empacotamento é verificada.

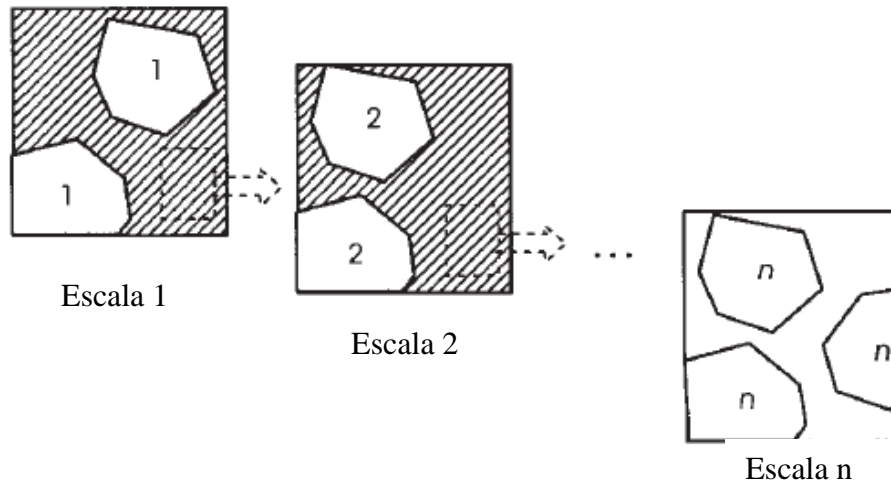


Figura 13-Mistura polidispersa com ausência de classes dominantes (De Larrard, 1999).

2.4.1.4 Generalização para uma mistura polidispersa.

Para uma mistura polidispersa de n de grãos com interações. A densidade de empacotamento quando a classe i é dominante assumirá a forma da equação 19:

$$Y = Y_i = \frac{\beta_i}{\left[1 - \sum_{j=1}^{i-1} \left([1 - \beta_i + b_{ij}\beta_i] \left(1 - \frac{1}{\beta_i} \right) y_j (1 - \beta_i) y_j - \sum_{j=i+1}^n \left[1 - \frac{a_{ij}B_i}{B_j} \right] y_i \right) \right]} \quad (19)$$

Onde os parâmetros são os seguintes:

Y_i é a compacidade virtual da mistura quando a classe i é dominante

β_i é a compacidade virtual da classe dominante

a_{ij} Coeficiente correspondente ao efeito de afastamento

b_{ij} Coeficiente correspondente ao efeito parede

y_j é a proporção em volume da classe j

Tendo em vista que a densidade virtual não pode ser determinada por meio de experimentos, primeiro deve ser determinada a compacidade real para que depois o modelo possa ser calibrado e validado. O processo de calibração do modelo consiste basicamente em se determinar os coeficientes a_{ij} e b_{ij}

2.4.2 Empacotamento real

Conforme afirma De Larrard (1999) levando em conta estudos propostos por Mooney (1951) por analogia com o modelo de viscosidade, busca-se a determinação de um coeficiente K que irá relacionar os empacotamentos real e virtual, conforme pode ser visto nas equações 20 e 21:

$$K = \frac{1}{\left(\frac{\beta}{\Phi} - 1\right)} \quad (20)$$

$$K = \sum_{i=1}^n K_i = \sum_{i=1}^n \frac{y_i/\beta_i}{\frac{1}{\Phi} - \frac{1}{\gamma_i}} \quad (21)$$

Como K é uma característica do protocolo de empacotamento, a densidade de empacotamento é então o valor de Φ definido implicitamente pela equação 8. Onde o K é um função estritamente crescente de Φ , como a soma de tais funções, para que haja é um valor único de Φ satisfazendo esta equação para qualquer valor K positivo. Os y_i são os parâmetros de controle do experimento, β_i são características das classes de grãos, e o valor de K depende do processo de fazer a mistura. A relação entre a densidade de empacotamento e o K pode ser visto na Figura 14.

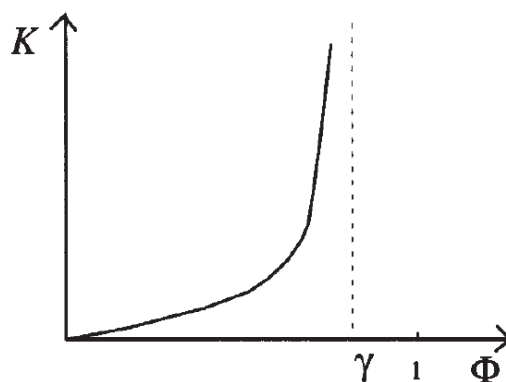


Figura 14-Variação entre o coeficiente K e o ϕ (De Larrard, 1999).

Adotando as equações mostradas, é possível determinar a compacidade virtual de materiais granulares. Com a realização de ensaios onde a energia de compactação é conhecida, pode ser determinada a compacidade real e assim adotando as equações 20 e 21 a compacidade

virtual pode ser determinada, pois os valores de K também são conhecidos. Alguns valores de K propostos por De Larrard (1999) em função método de empacotamento podem ser vistos na Tabela 3.

Tabela 3-Valores de K para diferentes protocolos de empacotamento.

Processo de lançamento e tipo de concreto	K
Vibração, sem superplastificante	6
Vibração, com superplastificante	7
Compactação a rolo	9
Shotcrete (processo úmido), sem superplastificante	5,5
Shotcrete (processo úmido), com superplastificante	7,5
Concreto autoadensável com superplastificante	7

A compacidade real pode ser determinada experimentalmente de duas maneiras, dependendo do tamanho das partículas. No caso de partículas menores que 100 μm adota-se o ensaio de demanda de água, já para as partículas maiores que 100 μm é utilizado um ensaio de compressão e vibração, conforme pode ser visto nos tópicos 2.4.2.1 e 2.4.2.2.

2.4.2.1 Ensaio de demanda de água

O ensaio de demanda d'água foi proposto por De Larrard (1999) e é um dos ensaios peculiares para elaboração do MEC, utilizado para determinar a compacidade de materiais com diâmetros menores que 100 μm . Conforme ressalta Andrade (2018), o ensaio de demanda de água tem como objetivo, o de determinar a massa necessária de água para preencher todos os vazios de uma mistura granular. Essa água terá as funções de atuar como um lubrificante, e a de unir as partículas através do efeito da tensão superficial em pontes líquidas. A adição de água faz com que a mistura passe por 4 fases, conforme pode ser visualizado na Figura 15.

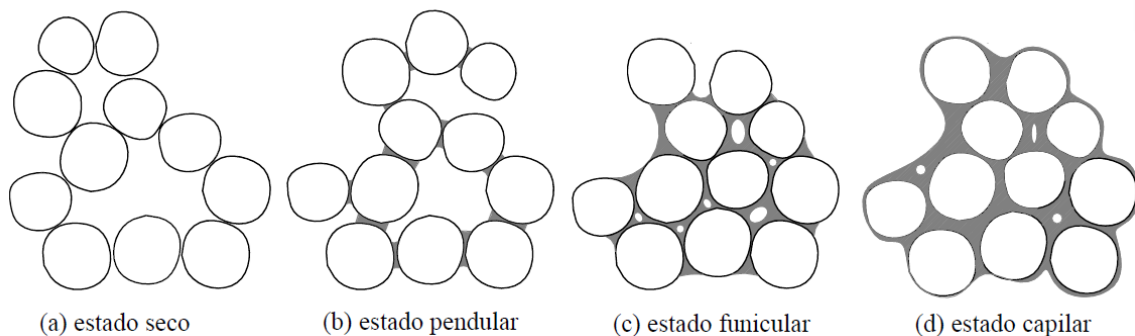


Figura 15-Fases da mistura, conforme o acréscimo de água é realizado (Silva, 2004).

Antes da adição de água ocorre a primeira fase do empacotamento, onde verifica-se o material no estado seco. Pela ausência do efeito de aderência e lubrificação promovido pela água, é observado um arranjo desordenado de partículas, o que resulta numa mistura com um alto índice de vazios. O acréscimo de água à mistura que se encontra no estado seco, caracteriza a mudança da fase seca para a fase denominada pendular. A água adicionada à mistura água se condensa entre os contatos dos grãos formando pequenas pontes líquidas. Essas pontes irão aumentar, à medida que mais água for adicionada à mistura. Essas pontes irão promover uma tensão superficial do líquido, que tenderá a unir os grãos, promovendo empacotamento de forma aleatória (SILVA, 2004).

A fase pendular perdura até que as superfícies de todos os grãos estejam molhadas por completo pela água. Inicia então a fase funicular marcada pela presença de bolhas de ar no interior da mistura. Por fim, se observa a fase capilar, que tem início quando todos os vazios entre os grãos são completamente preenchidos pela água e se atinge o chamado ponto de saturação. Quando o estado capilar for atingido, a compacidade deve ser calculada a partir da equação 22:

$$\Phi = \frac{1}{1 + me \frac{M_{agua}}{M_1}} \quad (22)$$

me : é a massa específica do material (g/cm^3),

M_{agua} : é a massa de água para atingir o ponto de saturação (g),

M_1 : é a massa do material (g).

Quando atingida a saturação, um simples incremento na quantidade de água da mistura irá produzir um leve afastamento entre as partículas, diminuindo a compacidade e

tornando a mistura fluida. Normalmente o ponto de demanda de água do material encontra-se no início do estado capilar (ANDRADE, 2018).

2.4.2.2 Ensaio de vibração e compressão

Conforme afirma Silva (2004) a compacidade experimental deve ser realizada para as partículas maiores que 100 μm . Esta compacidade é determinada usando o protocolo de empacotamento, que utiliza vibração associada à compressão. De Larrard (1999) afirma que essa metodologia apresenta o valor de k igual a 9,0. O ensaio consiste na adição de um volume pré-definido da mistura dentro de um cilindro com dimensões conhecidas. Neste cilindro é colocado um pistão que proporcione uma pressão de compressão de 10 kPa no material. Logo em sequência, o cilindro e o pistão que seguem ilustrados na Figura 16, são levados a uma mesa vibratória com frequência e tempo determinados. Depois desse procedimento, a altura final da camada do material compactado deve ser medida e então a compacidade experimental pode ser calculada pela equação 23 (ANDRADE, 2018).

$$\phi = \frac{4M_s}{\pi \cdot D_c^2 \cdot h \cdot p_s} \quad (23)$$

onde:

p_s é a densidade do material;

M_s é a massa do material seco;

D_c é o diâmetro interno do cilindro;

h é a altura final da camada do material compactado.

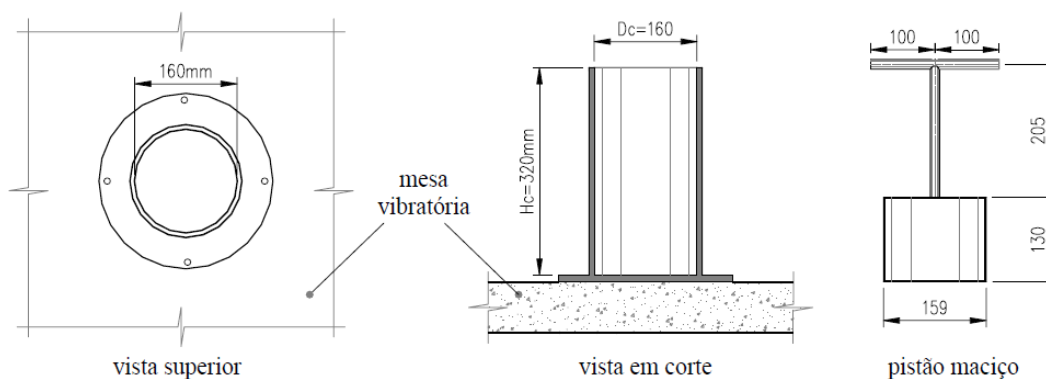


Figura 16-Cilindro metálico utilizado no ensaio. Medidas em mm (Silva, 2004).

2.4.2.3 Efeito parede promovido pelas paredes do recipiente

No caso de uma mistura monodispersa (com um diâmetro e uma densidade de empacotamento virtual de d e β , respectivamente). A maneira mais simples de calcular a região perturbada, e o aumento de vazios em um recipiente devido ao contato com uma superfície plana S , é assumir que ela é proporcional à superfície e ao tamanho das partículas (DE LARRARD,1999).

Num modelo proposto por Bem Aim (1970) a consideração da região perturbada para o cálculo da compacidade virtual avança até uma distância da metade do diâmetro do máximo diâmetro do agregado, conforme pode ser visto na Figura 17.

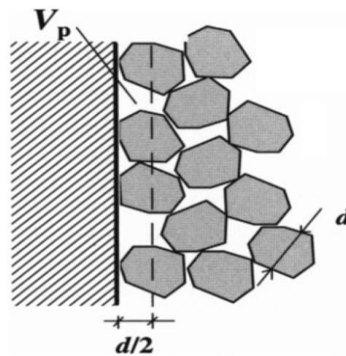


Figura 17-Volume perturbado (De Larrard,1999).

A equação 24 descreve a compacidade virtual de misturas influenciadas pela parede do recipiente:

$$\bar{\beta}_l = [1 - (1 - k_w)V_p]\beta \quad (24)$$

Sendo o k_w um coeficiente que depende do tipo do formato do agregado da mistura, que pode ser de 0,88 para agregados arredondados e 0,73 no caso de agregados britados, V_p é o volume perturbado, determinado com base no diâmetro do agregado máximo e β é a compacidade virtual de uma classe de grãos. Por meio desta equação é possível a determinação da compacidade real, tendo em vista que a compacidade virtual e real são proporcionais.

2.4.3 Consideração das fibras no MEC

Adição de fibras causa uma perturbação no empacotamento, este efeito é analisado de maneira semelhante ao efeito de parede do recipiente. Esta perturbação afetará uma distância menor em comparação com a parede do recipiente, contudo terá uma intensidade maior.

De Larrard (1999) propôs uma metodologia para a consideração do efeito desta perturbação, levando em conta a existência de um coeficiente universal k_f , que é a razão entre a distância de propagação e o tamanho das partículas, conforme pode ser visto na Figura 18. No caso de uma fibra suficientemente curta, a mesma pode caber em um interstício de grãos grosseiros sem perturbar o empacotamento natural. O comprimento total da fibra não é capaz de perturbar o empacotamento agregado.

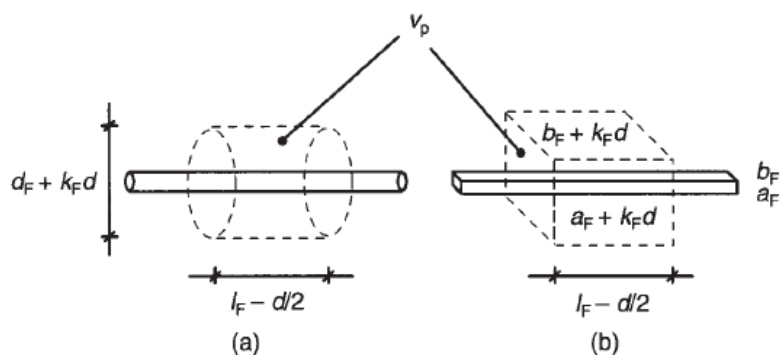


Figura 18-Região perturbada pela adição de fibras (De Larrard, 1999).

Sendo d_f o diâmetro da fibra cilíndrica, k_f é um coeficiente que relaciona o volume perturbado da fibra com o diâmetro máximo do agregado (d), a é a altura da fibra e b é a base da fibra, no caso de fibras retangulares. Assim, a compacidade virtual média afetada pela inclusão das fibras pode ser determinada utilizando a equação 25:

$$\bar{\beta}_i = (1 - \phi_f - N_{sf} \cdot v_p) \beta \quad (25)$$

Sendo

$\bar{\beta}_i$: Compacidade virtual média de β , numa mistura afetada pela parede do recipiente ou pela inclusão das fibras;

ϕ_f : Porcentagem de fibras no esqueleto granular;

N_{sf} : Numero de fibras por unidade de volume;

v_p : Volume perturbado de uma fibra;

β : Compacidade virtual não perturbada;

Vale a ressalva que esse modelo não apresenta bons resultados para fibras flexíveis, tendo em vista a capacidade destas de se deformarem quando submetidas à pressão exercida pelos agregados graúdos, o que diminui seu efeito de perturbação. Portanto esse modelo não é capaz de fornecer boas previsões para o caso de fibras de vidro ou blenda de poliolefina, por exemplo, conforme visto na Figura 19 (DE LARRARD, 1999).

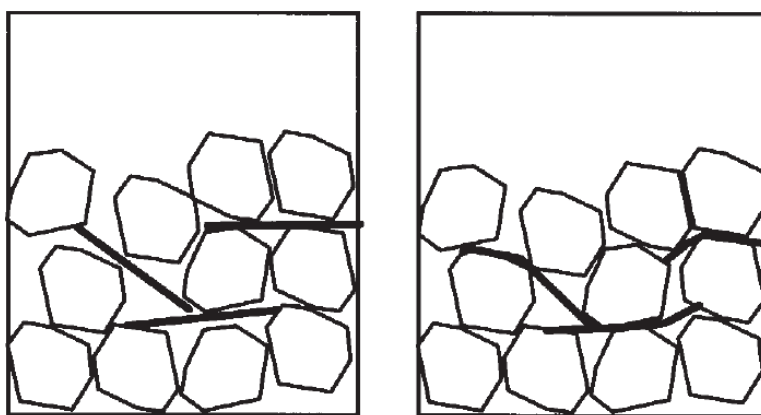


Figura 19-Deformação imposta pelos agregados nas fibras flexíveis (DE LARRARD, 1999).

2.4.3.1 Conceito de diâmetro equivalente

A abordagem da perturbação que as fibras causam na compacidade pode ser feita ainda de outra maneira. Seria a consideração de um diâmetro equivalente, onde a fibra seria levada em conta como um agregado com um diâmetro que simularia seu comportamento dentro da mistura. Um método proposto por Yu *et al.* (1993) que possibilitava a inclusão de partículas irregulares no cálculo da compacidade de uma mistura através do cálculo de um diâmetro equivalente. Este método levava em conta diversos aspectos como a forma e o tamanho dos grãos e a energia de compactação da mistura (YU e ZOU, 1998). A proposta é encontrar um diâmetro de uma esfera fictícia que representaria as fibras na mistura. A equação 26 foi proposta por Yu *et al.* em (1993) para uma partícula de forma cilíndrica como as fibras.

$$d_p = \left(3.1781 - 3.6821 \cdot \frac{1}{\Psi} + 1.5040 \cdot \frac{1}{\Psi^2} \right) d_v \quad (26)$$

Onde:

Ψ : esfericidade;

d_v : diâmetro da esfera equivalente.

Posteriormente foi proposta por Yu & Zou (1998) a equação 27 para o cálculo do diâmetro equivalente em uma partícula de forma convexa.

$$d_p = \frac{d_v}{\Psi^{2.785} e^{2.946(1-\Psi)}} \quad (27)$$

A esfericidade (E) e o diâmetro da esfera equivalente (d_v), podem ser encontrados pelas equações 28 e 29.

$$E = 2.621 \cdot \frac{(L_f/d_f)^{2/3}}{1 + 2 (L_f/d_f)} \quad (28)$$

$$d_v = 1.145 (L_f/d_f)^{1/3} d_f \quad (29)$$

Sendo L_f o comprimento da fibra e d_f o diâmetro da fibra. A esfericidade pode ser definida como a área superficial de uma esfera que possui o mesmo volume da partícula. O diâmetro da esfera equivalente é definido como o diâmetro de uma esfera que contém o mesmo volume da partícula (YU, 1993). Hoy (1998) aplicou o método de Yu *et al.* (1993) com uma versão anterior do MEC (DE LARRARD e SEDRAN, 1994).

2.4.3.2 *Tabalhos que adotaram o MEC para dosagem de CRF*

Em estudos desenvolvidos por Grunewald (2004), em diversas simulações na inclusão de fibras no MEC. O autor avaliou a compacidade experimental de misturas de agregado e fibras, comparando com valores teóricos obtidos à partir do MEC. No estudo foram feitas comparações com o método, sendo que os dois modelos de cálculo de Yu *et al.* (1993), Yu & Zu (1998) e o método de De Larrard (1999) foram testados. O autor ainda realizou simulações considerando ou não do efeito parede causado pelo o recipiente. Como conclusão, ainda que não obtendo resultados muito precisos, o autor percebeu que o método que mais se aproximou aos valores experimentais foi com o cálculo do diâmetro equivalente da fibra feito pelo método de Yu *et al.* (1993) para o formato cilíndrico e com a consideração do efeito parede.

No Brasil o MEC tem sido usado na dosagem de concretos reforçados com fibras em diversos trabalhos do grupo de estudos da UFRJ como por exemplo, em pesquisas do Silva (2004), Marangon (2006), Rambo (2012), Gabrois (2012) e Mendonça (2018)

2.5 DOSAGEM DO CONCRETO ADOTANDO O MEC

Para a dosagem do concreto adotando o MEC, De Larrard (1999) propôs uma solução analítica levando em consideração a presença de agregados graúdo e miúdo, cimento, fíler inerte, agua e superplastificante numa soma de volumes para um volume unitário. Formando uma proporção conforme pode ser visto na Figura 20.

As equações desenvolvidas além da aplicabilidade na dosagem do concreto possibilitam a compreensão do sistema concreto, por relacionar as quantidades dos componentes com os conceitos do MEC.

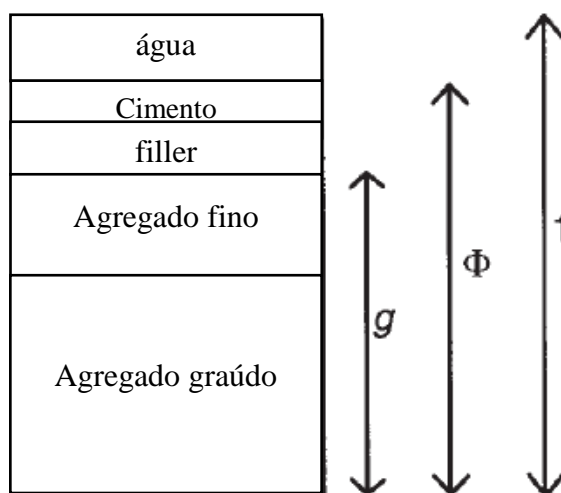


Figura 20-Componentes da mistura de um concreto para um volume unitário (DE LARRARD, 1999).

Como a quantidade de cimento na mistura é fator mais relevante para a resistência à compressão de um concreto, e essa concentração pode ser associada com a relação água/cimento (a/c), o a/c é o primeiro parâmetro a ser definido, como pode ser representado na equação 30:

$$f_c = \varphi(a/c) \quad (30)$$

Onde:

φ é uma função decrescente da relação água/cimento;

f_c é a resistência à compressão do concreto.

Já a trabalhabilidade, conforme define De Larrard (1999), pode ser determinada com base em dois modelos, um deles é o modelo de concentração de sólido, conforme a equação 31 :

$$\eta_a = \Psi_3(P) \cdot \Psi_4\left(\frac{\Phi}{\Phi^*}\right) \quad (31)$$

Onde:

Ψ_3 é uma função decrescente de superplastificante;

Φ é o volume de sólidos em um volume unitário de concreto;

Φ^* é a compacidade dos materiais secos, incluindo cimento e fíler;

Ψ_4 é uma função crescente relacionada a razão de $\frac{\Phi}{\Phi^*}$.

Já o segundo, chamado modelo pasta/agregado pode ser escrito como define a equação 32:

$$\eta_a = \Psi_1(P, a/c) \cdot \Psi_2\left(\frac{g}{g^*}\right) \quad (32)$$

Ψ_1 é uma função decrescente de superplastificante (P) e da relação água cimento a/c ;

Ψ_2 é uma função crescente da relação entre o volume de agregados (g) e a compacidade dos agregados (g^*).

Levando em conta um volume unitário é possível a determinação das relações que podem ser utilizadas para dosagem de um concreto adotando o MEC. Os parâmetros utilizados são as quantidades de água (A): cimento (C), agregado fino (AF) e agregado graúdo (AG), conforme as equações 33, 34, 35, 36.

$$A = \frac{\varphi^{-1}[f_c]}{1 + \varphi^{-1}[f_c]} \cdot \left(1 - g^*_{\text{máx}} \cdot \Psi_2^{-1} \left(\frac{\eta_a}{\Psi_1(P, \varphi^{-1}[f_c])} \right) \right) \quad (33)$$

$$C = \frac{1 - g^*_{\text{máx}} \cdot \Psi_2^{-1} \left(\frac{\eta_a}{\Psi_1(P, \varphi^{-1}[f_c])} \right)}{1 + \varphi^{-1}[f_c]} \quad (34)$$

$$AF = \frac{g^*_{\text{máx}}}{(1 + x)} \cdot \Psi_2^{-1} \left(\frac{\eta_a}{\Psi_1(P, \varphi^{-1}[f_c])} \right) \quad (35)$$

$$AG = \frac{x \cdot g^*_{\text{máx}}}{(1 + x)} \cdot \Psi_2^{-1} \left(\frac{\eta_a}{\Psi_1(P, \varphi^{-1}[f_c])} \right) \quad (36)$$

2.5.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO NO ESTADO FRESCO

As características superiores de um concreto autoadensável ocorrem sobretudo no estado fresco, por isso a grande importância das propriedades nesse estágio. De acordo com De Larrard (1999) algumas das características principais do concreto no estado fresco são a tensão de escoamento (τ_0), viscosidade plástica (μ), colocabilidade (K'), ar aprisionado, estabilidade e trabalhabilidade.

O concreto não se enquadra nas categorias de fluidos convencionais, isso por se tratar de uma mistura granular que apresenta alteração volumétrica quando submetido a uma tensão de cisalhamento. Todavia no estado fresco e submetido a baixas tensões, o concreto pode ser considerado como homogêneo e incompressível, desde que não segregue durante o escoamento permanecendo com o volume praticamente constante ao ser aplicado esforços cisalhantes (DE LARRARD, 1999).

Dos modelos que ilustram comportamento de fluidos, conforme mostra a Figura 21, o de Heshel-Bulkley é o que melhor consegue representar o comportamento do concreto fresco. Contudo se trata de um modelo um pouco complexo, o que acaba muitas vezes gerando incertezas. O que faz com que modelo Bingham seja adotado como a aproximação adequada para o concreto no estado fresco, por se tratar de uma simplificação do modelo Heshel-Bulkley, e pode ser definido conforme a equação 37 (DE LARRARD et al, 1998; DE LARRARD, 1999).

$$\tau = \tau_0 + \mu \cdot \dot{\gamma} \quad (37)$$

Onde:

τ é a tensão de cisalhamento;

μ é a viscosidade plástica;

$\dot{\gamma}$ é a taxa de deformação;

τ_0 é a tensão inicial de escoamento.

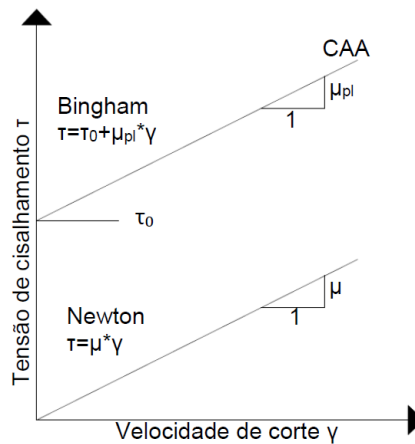


Figura 21-Modelos de comportamento reológico (Tutikian e Dal Molin, 2008).

2.5.1.1 Viscosidade plástica

De maneira experimental Ferraris e De Larrard(1998) relacionaram os componentes da mistura do concreto com a viscosidade plástica, sendo obtida empiricamente a equação 398 descrita abaixo:

$$\mu = \exp \left[26,75 \left(\frac{\Phi}{\Phi^*} - 0,7448 \right) \right] \quad (38)$$

Onde:

Φ/Φ^* é chamado de concentração normalizada de sólidos, Φ é a compacidade real da mistura Φ^* é a compacidade com o índice K igual a 9 .

2.5.1.2 Tensão de escoamento

Segundo De Larrard (1999) a tensão de escoamento pode ser definida como o resultado da fricção entre as diversas frações granulares da mistura do concreto.

Ferraris e De Larrard(1998) em suas pesquisas definiram duas equações empíricas para determinação da tensão de escoamento, com e sem a adição de superplastificante. As equações 39 e 40 podem ser utilizadas para determinação da tensão de escoamento para o concreto sem superplastificante.

$$\tau_0 = \exp(2,537 + \sum_{i=1}^n [0,736 - 0,216 \cdot \log(d_i)] K_i) \quad (39)$$

$$K_i = \frac{\Phi_i / \Phi_i^*}{1 - \Phi_i / \Phi_i^*} \quad (40)$$

Onde:

d_i é o diâmetro do grão em mm;

K_i é a contribuição da fração i para o índice de compactação.

A adição de superplastificante altera substancialmente a tensão de escoamento do concreto, sendo assim, para o cálculo da tensão de escoamento em concretos com superplastificante deve se utilizar a equação 41.

$$\tau_0 = \exp(2,537 + \sum_{i=1}^n [0,736 - 0,216 \cdot \log(d_i)] K'_i + \left[0,224 + 0,910 \left(1 - \frac{P}{P^*} \right)^3 \right] K'_c) \quad (41)$$

Onde:

K'_c é a contribuição do cimento para o índice de compactação da mistura;

P é a percentagem de superplastificante na mistura;

P^* é a dose de saturação.

2.5.1.3 Abatimento de tronco de cone

Como o abatimento do cone Abrams é o teste mais usado para caracterizar a consistência do concreto, é importante estabelecer um modelo que ligue o slump às proporções da mistura de concreto. É possível se mostrar a partir de uma análise dimensional que a queda é governada pela razão entre $\tau_0 / \rho g$, onde τ_0 é a tensão de escoamento, ρ é a gravidade específica do concreto fresco, e g é a aceleração devida à gravidade (Hu, 1995; Pashias et al., 1996). Segundo ressalta De Larrard(1999) esta análise negligencia o papel desempenhado pela heterogeneidade do concreto na escala da amostra de teste. No caso de

um *slump* elevado, a espessura da amostra não é mais alta em relação ao tamanho máximo do agregado. Além disso, alguns fenômenos de segregação podem ocorrer durante o *slump Test*.

Com base em um grande plano experimental, uma correção empírica foi determinada para *slumps* maiores que 100 mm proposta Ferraris e de Larrard (1998) onde chegou-se à equação 42:

$$s = 300 - \left(\frac{\tau_0 - 212}{\rho} \right) \quad (42)$$

onde s é expresso em mm e τ_0 em Pa, enquanto ρ é adimensional.

É possível ver a validação na Figura 22 dos resultados obtidos experimentalmente e o por meio da equação proposta por De Larrard e Ferraris (1998), os erros são na ordem de 24 mm.

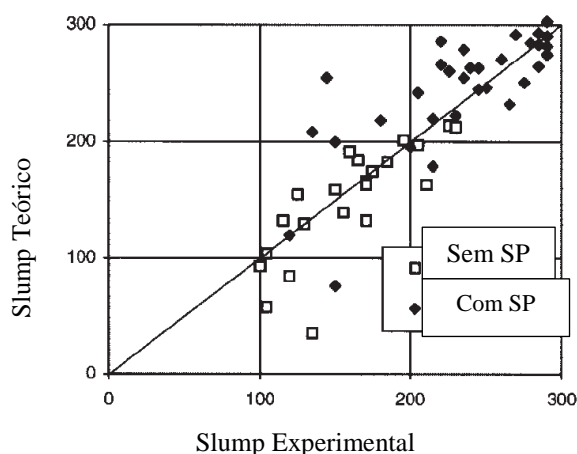


Figura 22-Relação entre os resultados teóricos e experimentais de *slump test*.

2.5.1.4 Colocabilidade

A colocabilidade do concreto pode ser definida como a capacidade do material fresco de ser colocado com um determinado procedimento em uma determinada forma. Onde esse material toma a forma da peça a ser moldada, com um grau de consolidação suficiente. A fase de moldagem pode ser considerada como um conceito reológico, porque mudar a forma de um determinado volume requer essencialmente um processo de fluxo.

Esta propriedade está intimamente ligada ao processo de compactação da mistura, ou protocolo de empacotamento, que pode ser definido como a quantidade de energia

necessária para compactar a mistura granular na mesma extensão que na mistura teórica. Para garantir a placidez, a seguinte inequidade mostrada na equação 43 terá que ser verificada:

$$K' \leq K^* \quad (43)$$

onde K^* é o índice de compactação que refere-se ao processo de colocação. O valor deste parâmetro pode ser calculado na equação 21.

A relação entre a colocabilidade e o slump pode ser vista na Figura 23 .

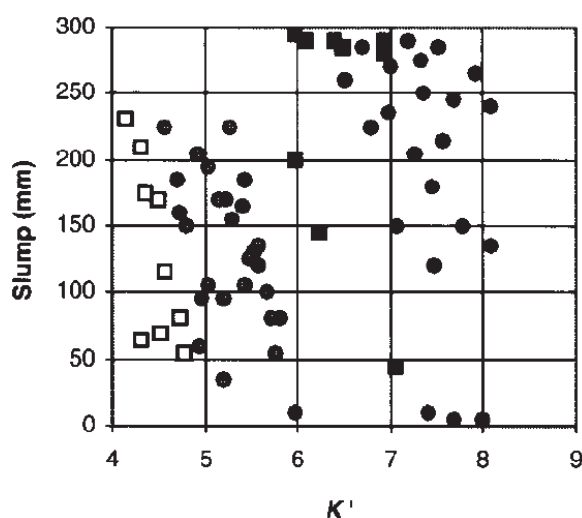


Figura 23-Relação entre o slump e a colocabilidade.

2.5.1.5 Estabilidade

Outra característica muito importante do concreto no estado fresco é a estabilidade, que é função da coesão do concreto. Apesar de não poder ser avaliada quantitativamente, pode ser relacionada diretamente com o diagrama de preenchimento e o potencial de segregação.

Conforme descreveu De Larrard (1999) em uma mistura com n classes não dominantes, os grãos i podem se empacotar em um volume disponível permitido por outras frações. Levando em conta que as partículas tendem naturalmente a ficar na base do volume, a mistura terá um volume máximo de i grãos na base do volume com altura máxima igual a Φ_i/Φ_i^* , onde Φ_i é o volume real que as partículas i ocupam e Φ_i^* é o volume máximo que essas poderiam ocupar.

A equação 44 poderá determinar a proporção de volume segregado:

$$S = 1 - \Phi_i/\Phi_i^* \quad (44)$$

Onde S é o potencial de segregação.

O diagrama de preenchimento é definido como sendo a relação Φ_i/Φ_i^* contra o tamanho das frações de grãos na mistura, onde entende-se por classe como sendo um grupo de grãos onde a máxima relação entre o maior e menor grão é igual a 2,5, valor associado à norma francesa, onde são utilizadas a série de tamanhos de peneiras *Renard* (DE LARRARD, 1999). Na Figura 24 pode ser visto o diagrama de preenchimento e segregação potencial.

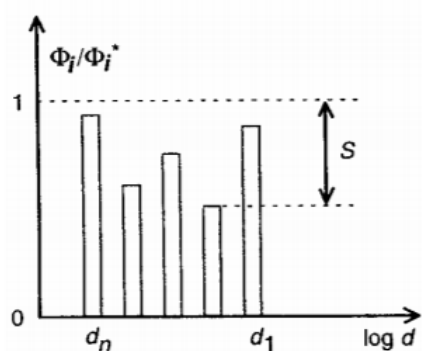


Figura 24-Diagrama de preenchimento e segregação potencial (Silva, 2004) .

Com base nesse diagrama de preenchimento, é possível determinar a segregação potencial, que é o maior volume heterogêneo na mistura. A segregação também pode ser escrita pela equação 45:

$$S = 1 - \text{Min} \left(\frac{K_i}{1 + K_i} \right) \quad (45)$$

Onde:

K_i : a contribuição da fração i para o índice de compactação.

Com base nesse equação De Larrard(1999) fez algumas observações, quando o índice de compactação aumenta para a classe i , Φ_i se aproxima de Φ_i^* , resultando numa menor segregação. Em misturas bem graduadas a segregação é menor que em misturas descontínuas.

2.5.2 Resistência à compressão de concretos dosados pelo MEC

Para que sejam analisadas as relações entre a formulação do MEC e a resistência a compressão, o concreto é considerado como material composto, constituído de fase inerte, rígida e dura dispersos numa matriz ligante, analisado como homogêneo.

Para chegar às equações de indicação da resistência do concreto aos 28 dias foi realizada uma analogia da microestrutura do concreto como uma estrutura de barras, considerando a ruptura acontecendo por flambagem local, levando em conta, sobretudo, o volume de sólidos no concreto.

Em seus estudos De Larrard (1999) também determinou equações para estimativa da resistência do concreto à compressão, dosados com o MEC. Essa formulação leva em conta a resistência à compressão aos 28 dias do cimento, teor de cimento na pasta fresca, a Máxima Espessura de Pasta (MEP), definida como a distância média entre os agregados dispersos na matriz, conforme pode ser visto na Figura 25; e da aderência entre a pasta e o agregado e a resistência da rocha. Com a equação 46 é possível a determinação da MEP:

$$MEP = D_{max} \left[\sqrt[3]{\frac{g^*}{g}} - 1 \right] \quad (46)$$

Onde:

D_{max} é o máximo tamanho do agregado;

g^* é a compacidade real do agregado determinada com K igual a 9;

g é o volume dos agregados num dado volume de concreto.

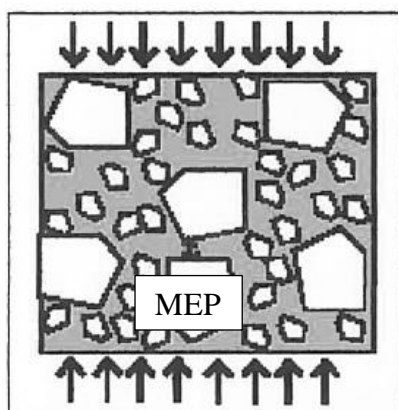


Figura 25-Distância máxima entre os agregados no concreto (De Larrard,1999).

A equação 47 mostra uma maneira de estimar-se a resistência da matriz relacionando-a com os parâmetros do MEC.

$$f_{c \text{ concreto}} = K_g R_{C_{28}} \left[\frac{v_c}{v_c + v_w + v_{ar}} \right]^2 \cdot MEP^{-0,13} \quad (47)$$

Onde:

$R_{C_{28}}$ é a resistência à compressão do cimento aos 28 dias,

v_c , v_a e v_w são os volumes de cimento, ar e água, respectivamente;

K_g é uma constante função do agregado utilizado.

2.5.2.1 Efeito da relação água/cimento (a/c) na resistência à compressão do concreto

Segundo De Larrard (1999), a relação entre a força e a composição de uma pasta de cimento quando misturada com o agregado não é algo simples. Normalmente o que é adotado como um primeiro indício é que a relação água/cimento é o principal fator. Vários modelos foram desenvolvidos seguindo essa premissa, dentre os quais podemos destacar Féret (1892), Bolomeys (1935) e as equações de Abrams (1919). Abrams propôs uma equação exponencial com dois parâmetros ajustáveis que associa a resistência do concreto com a relação água cimento conforme pode ser visto na equação 48, na Figura 26 pode ser visto o ajustamento da fórmula proposta por Abrams.

$$f_{c \text{ concreto}} = 147 \times 0,0779^{a/c} \quad (48)$$

Onde:

a/c é a razão entre o volume de água e o cimento do concreto.

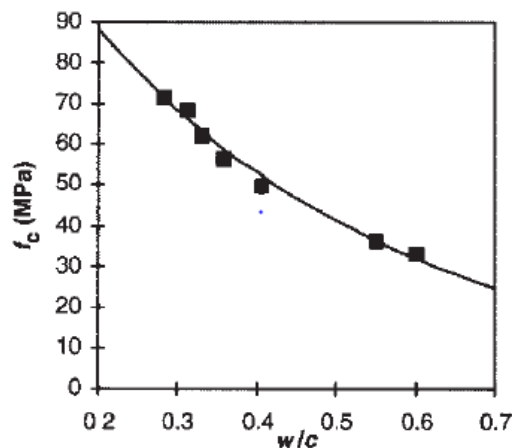


Figura 26-Ajuste dos dados com a fórmula de Abrams.

2.5.2.2 Efeito da tipologia do agregado

Tipologia pode ser interpretada como os parâmetros geométricos das inclusões granulares; graduação, forma dos grãos, concentração no compósito, independentemente do material que constitui os grãos.

Conforme afirma Stock *et al.* (1979) *apud* De Larrard (1999) publicaram uma revisão abrangente do efeito do volume agregado na resistência à compressão do concreto. Onde na maior parte dos resultados afirmaram que a força diminui quando o teor de pasta aumenta, pelo menos na faixa de concreto estrutural considerada usual. Conforme pode ser visto na Figura 27 o efeito de volume agregado, que não é monotônico, pode ser mascarado pelo aumento do ar retido quando a trabalhabilidade diminui.

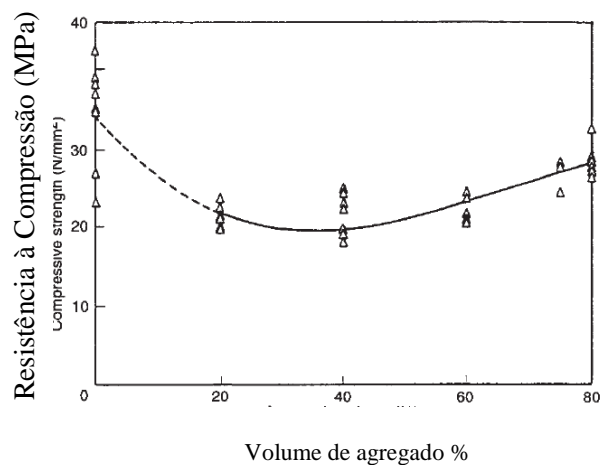


Figura 27-Relação entre a resistência à compressão do concreto e o volume de agregado.

Existe ainda a influência do tamanho máximo do agregado na resistência do concreto, quando o conteúdo de cimento e a queda são mantidos constantes, contudo esse efeito na resistência à compressão não é monótona. Um tamanho máximo ideal de agregado existe, o que diminui quando a quantidade de cimento aumenta.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Na Figura 28 estão descritas as etapas do programa experimental desenvolvido nesta pesquisa.

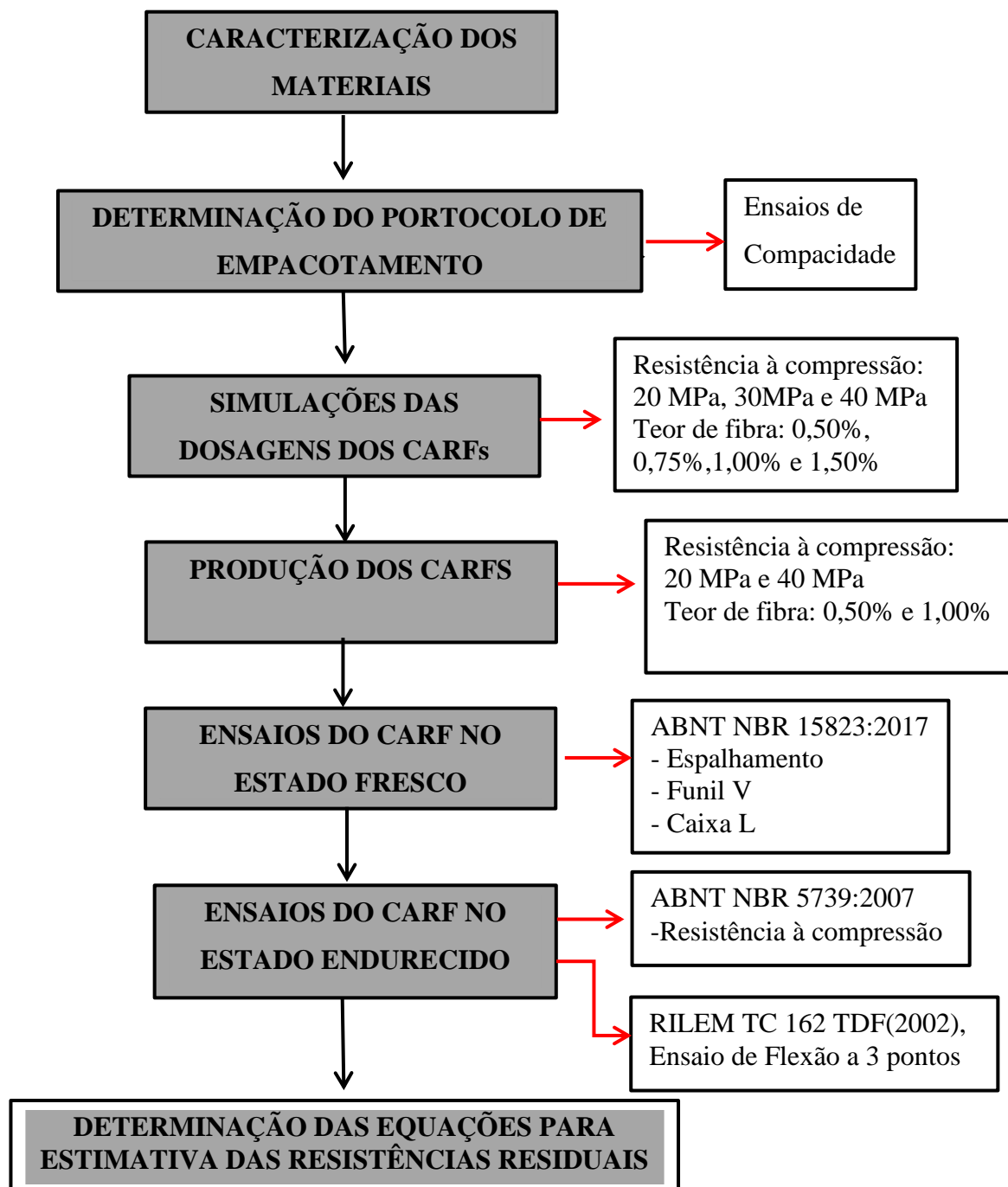


Figura 28- Etapas do desenvolvimento da pesquisa.

3.1 MATERIAIS CONSTITUINTES

A escolha dos materiais utilizados na pesquisa levou em conta, sobretudo, a disponibilidade destes materiais na região, afim de que estudos pudessem ser replicados de maneira simples e mais precisa possível, visto que o concreto autoadensável apresenta grande sensibilidade a pequenas variações nos materiais constituintes.

3.1.1 Cimento

O cimento escolhido para o desenvolvimento da pesquisa foi o CP II F 32, segundo a classificação da NBR 5732 (1991). Trata-se de um tipo de cimento com adição de fíler, e conforme já mencionado, a escolha desse cimento levou em conta a sua grande disponibilidade, além do fato, de ser amplamente utilizado na região do Distrito Federal.

A massa específica do cimento CP II F 32 encontrada foi igual a $2,97 \text{ g/cm}^3$, a curva de distribuição granulométrica, que foi determinada por meio de um ensaio a laser, pode ser vista na Figura 29, onde os valores de d_{10} , d_{50} e d_{90} , foram de $1,219 \mu\text{m}$, $12,968 \mu\text{m}$ e $39,476 \mu\text{m}$ respectivamente.

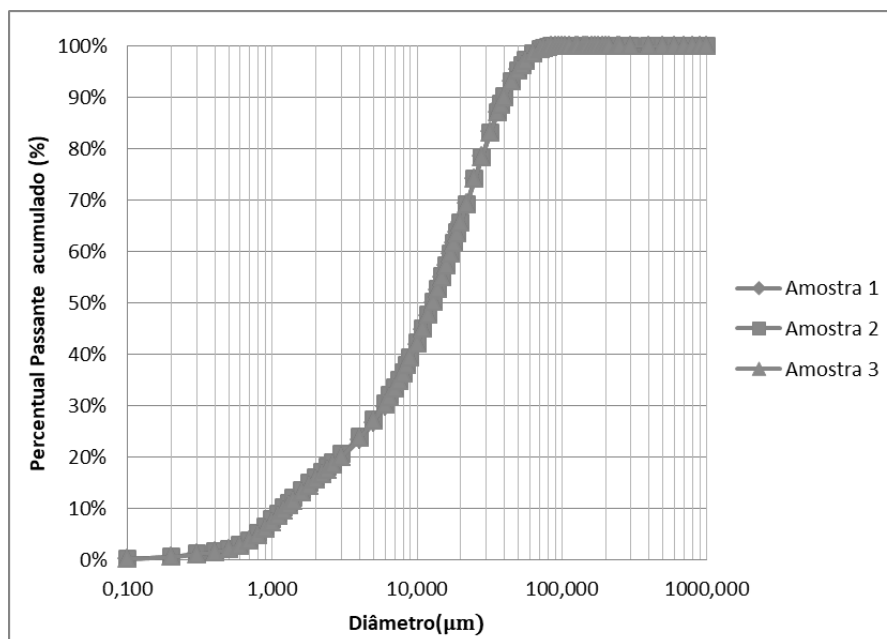
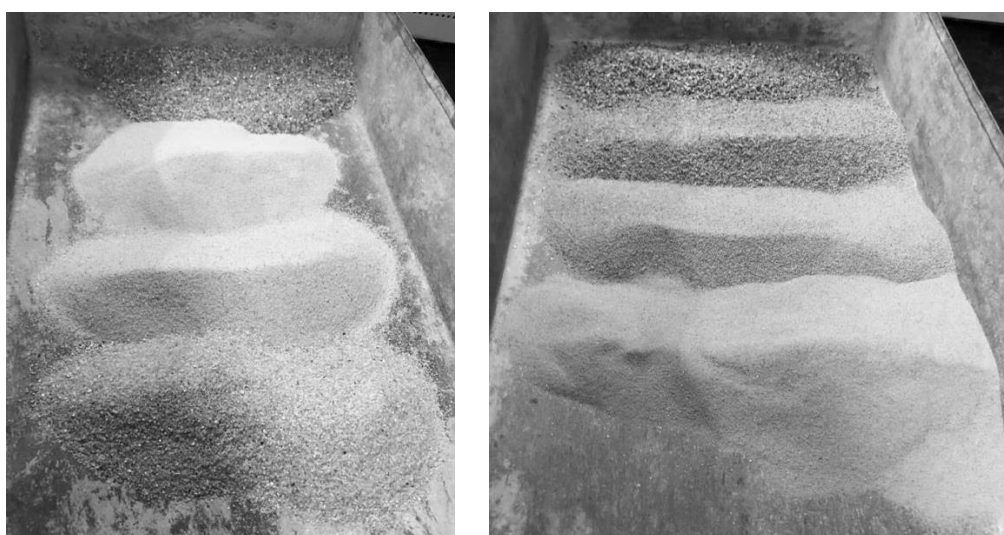


Figura 29-Granulometria a Laser do cimento *Portland*.

Foi realizado o ensaio para determinação da resistência à compressão do cimento, conforme a ABNT NBR 7215:2019, buscando verificar se a resistência determinada pelos fabricantes seria alcançada aos 28 dias.

A argamassa foi dosada com a areia normalizada do IPT de São Paulo conforme determina a ABNT NBR 7214:2015. Buscando avaliar a viabilidade de que a areia fosse composta no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília, utilizando a areia comum usada nos demais experimentos do estudo, também foi realizada uma dosagem de argamassas com essa areia, a composição da areia seguiu as determinações previstas na ABNT NBR 7214:2015, as duas areias utilizadas podem ser visualizadas na Figura 30.



(a)

(b)

Figura 30-Areia normalizada do IPT (a) e areia normalizada composta no Laboratório de Materiais (b).

Conforme pode ser visualizado nos resultados descritos na Tabela 4, utilizando a areia normalizada do IPT, a resistência à compressão superou os 32 MPa previsto pelo fabricante, chegando ao valor médio de 33,28 MPa. Utilizando a areia composta no LEM, a resistência média atingida foi de 30,21 MPa, um valor 9,51 % menor do que a alcançada adotando a areia normal do IPT.

Tabela 4-Resistência à compressão do Cimento CP II F 32 aos 28 dias.

Amostra	Areia normal (IPT) MPa	Areia Normal Composta MPa	Erro (%)
1	32,11	30,11	6,23
2	34,56	30,46	11,87
3	33,66	30,26	10,10
4	33,21	30,01	9,64
Média	33,38	30,21	9,51

Apesar do erro relativamente alto, utilizar a areia comum composta *in-loco* mostrou-se uma alternativa interessante, sobretudo, pelo custo muito menor e por servir de um indicativo da resistência à compressão que será atingida pelo cimento. A composição pode ser otimizada buscando diminuir os erros obtidos, uma sugestão seria a de lavar os grãos da areia após a separação de faixas, eliminando a contaminação com possíveis materiais orgânicos e pulverulentos.

3.1.2 Agregados

A escolha dos agregados na produção de um concreto autoadensável é muito importante, as características físicas e químicas dos agregados podem facilitar ou dificultar a obtenção do CARF. Além disso, a escolha dos agregados também levou em conta a facilidade de encontra-los na região pra que esse estudo possa ser replicado.

3.1.2.1 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado foi uma área média do tipo calcária, oriunda do Rio das Almas, da cidade de Paracatu- MG. Como todos os materiais utilizados, foram adotados materiais disponíveis na região. A distribuição granulométrica pode ser visualizada na Figura 31.

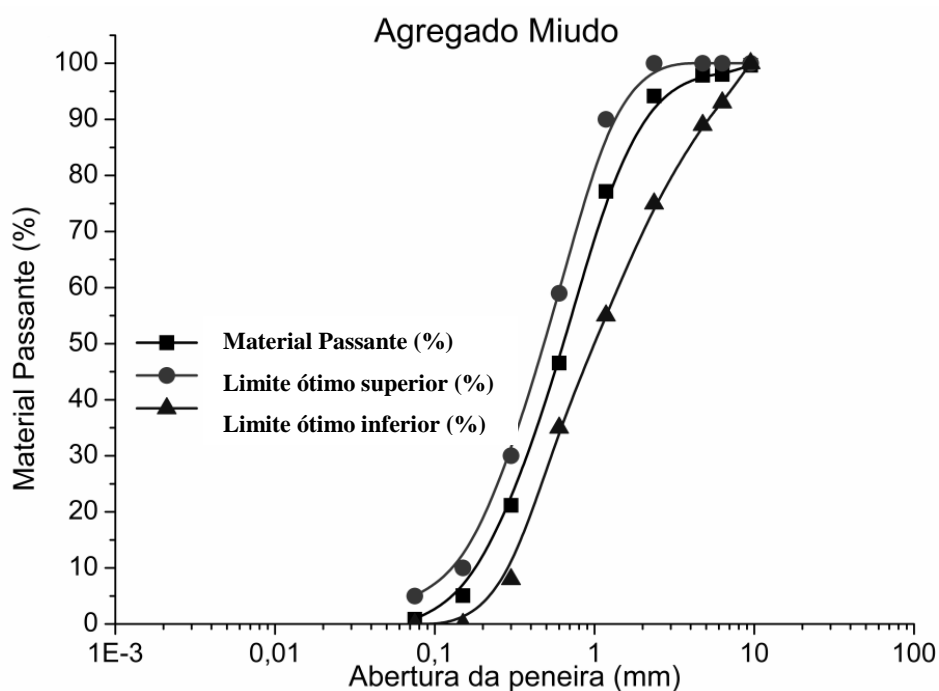


Figura 31-Curva de Distribuição Granulométrica do agregado miúdo.

A massa específica da areia utilizada foi determinada para diferentes classes granulométricas, uma vez que, nos ensaios de compactação, a areia foi ensaiada em diferentes faixas, sendo considerado como diâmetro médio a abertura da peneira em que os materiais ficaram retidos. Os resultados são apresentados na Tabela 5 .

Tabela 5-Massa específica do agregado miúdo, onde a abertura é referente à peneira em que o material ficou retido.

Abertura (mm)	Massa Específica (g/cm³)
2,36	2,600
1,18	2,600
0,60	2,600
0,30	2,588
0,15	2,582

Conforme pode ser visto, a massa específica se manteve constante até a classe granulométrica de 0,60 mm com o valor de 2,60 g/cm³. Para o material com diâmetro superior a 0,60 mm, há uma pequena variação desse valor, atingindo 2,588 g/cm³ para o material com diâmetros entre 0,30 e 0,60 mm e 2,582 g/cm³ para os grãos com diâmetros entre 0,15 e 0,30

mm. Na Figura 32 é possível observar a determinação das massas específicas das parcelas da areia com diâmetro superior a 2,36 mm e com diâmetros entre 1,18 e 2,36 mm.



Figura 32-Determinação da massa específica para as faixas granulométricas do agregado miúdo.

3.1.2.2 Agregado Graúdo

Para produção do CARF não convém utilizar-se agregado graúdo com diâmetro muito grande, sendo assim foi utilizado uma brita de origem calcária com diâmetro máximo característico igual a 9,5 mm (Brita 0), facilmente disponível e comumente utilizado na região do Distrito Federal oriundo de uma jazida do estado de Goiás.

Assim como para o agregado miúdo, foi calculada a massa específica da brita para diferentes faixas granulométricas. Os resultados obtidos seguem descritos na Tabela 6.

Tabela 6-Massa específica do agregado graúdo, onde a abertura é referente à peneira em que o material ficou retido.

Abertura (mm)	Massa Específica (g/cm³)
9,5	2,75
6,3	2,75
4,75	2,75
2,36	2,75
1,18	2,75

Não houve variação nas massas específicas para diferentes granulometrias para o agregado graúdo, sendo encontrado o valor de $2,75\text{g/cm}^3$. A distribuição granulométrica para o agregado graúdo segue ilustrada na Figura 33, onde seguem mostrados os limites ótimos de utilização superior e inferior previstos pela NM NBR 248 (ABNT,2003).

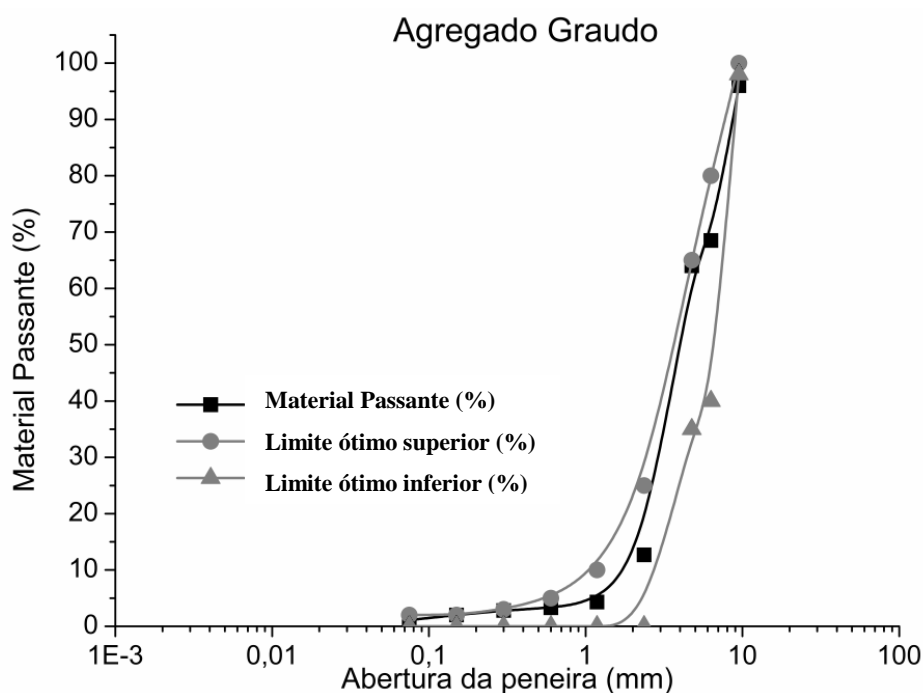


Figura 33-Curva de Distribuição Granulométrica do agregado miúdo.

3.1.2.3 Aditivo Superplastificante

O aditivo superplastificante utilizado foi o *Master Glenium 51*, fornecido pela BASF. Este superplastificante consiste num aditivo de terceira geração, fabricado à base de éter policarboxilato modificado.

Segundo o fabricante (BASF, 2016), os polímeros de éter policarboxílico possuem largas cadeias laterais, que se depositam na superfície das partículas de cimento iniciando o mecanismo de dispersão eletrostática, porém as cadeias laterais são unidas à estrutura poliméricas gerando uma energia que estabiliza a capacidade de refração e dispersão das partículas de cimento. Com esse mecanismo, mesmo durante o início do processo de hidratação do cimento o polímero continua atuando promovendo a dispersão das partículas.

O fabricante indica que o *Master Glenium 51* deve ser utilizado nas dosagens de 0,2 a 1,0% sobre o peso de cimento. Testes experimentais realizados previamente por outros

integrantes do mesmo grupo de pesquisa, indicaram que o teor de saturação do Master Glenium 51 realizado pelo cone de Marsh é igual a 0,4% (peso de sólidos do superplastificante sobre o peso de cimento) quando utilizado com o cimento CP II 32F empregado neste trabalho. Segundo o fabricante, a dosagem ótima pode levar a uma redução de água de até 40%, podendo variar de acordo com a temperatura ambiente, tipo de cimento, quantidade de finos na mistura, relação a/c, condições de mistura e tipos de agregados. Os dados técnicos do aditivo superplastificante estão apresentados na Tabela 7.

Tabela 7-Dados técnicos do Superplastificante utilizado (dados fornecidos pelo fabricante).

<i>Master Glenium</i>	
Base Química	Éter Policarboxílico
pH	5 a 7
Aspecto	Líquido
Cor	Branco turvo
Densidade	1,067 a 1,107 g/cm ³
Teor de sólidos	28,5% a 31,5%

3.1.3 Fíler

O fíler utilizado nessa pesquisa foi do tipo calcário, com o objetivo de buscar o refinamento dos poros, proporcionando um concreto mais durável, além de possibilitar melhorias na coesão do concreto, dispensando assim o uso do aditivo modificador de viscosidade. O fíler utilizado é facilmente encontrado na região do Distrito Federal, as especificações do fíler utilizado segue descrito na Tabela 8.

Tabela 8-Especificações técnicas do Fíler (Goiásfíler, 2019).

Determinações	Especificações
CaO	Min. 40,0%
MgO	Máx. 5,0%
PH	9,0 -10,5
Umidade	0,0% - 0,5%
Retenção (#325)	> 0,8% ≤ 3,0%

O fíler utilizado possui massa específica de 2,70 g/cm³, foi realizado um ensaio de granulometria a laser e sua curva de distribuição granulométrica pode ser vista na Figura 34, onde o d10, d50 e d90, possuem o valor de respectivamente de 1,494 µm, 16,390 µm e 42,734 µm.

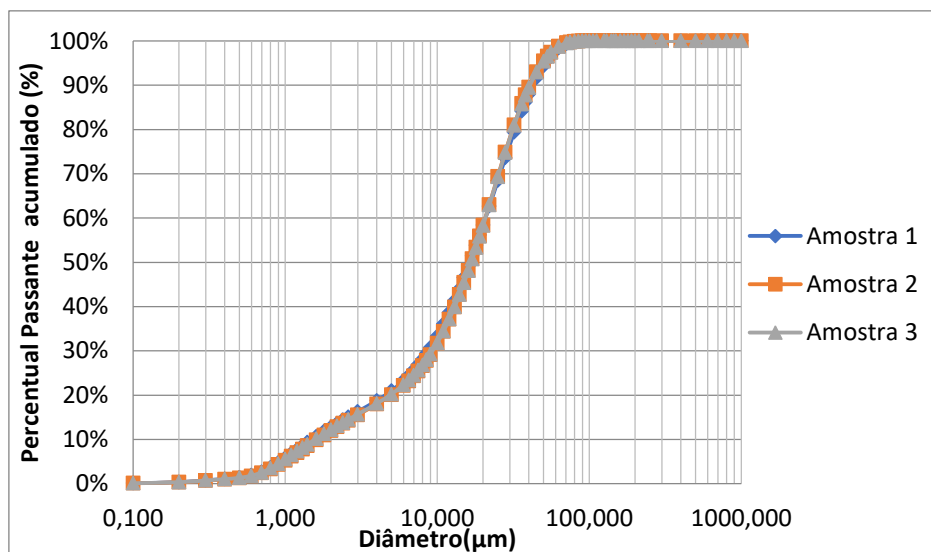


Figura 34-Curva de distribuição granulométrica do Fíler.

3.1.4 Fibras

Foram utilizados 3 tipos de fibras de aço, todas com ganchos nas extremidades, com resistência à tração de 1100 MPa e Módulo de Elasticidade de 210 GPa. O peso específico destas fibras é de 7,85 g/cm³. Foi utilizada também uma fibra sintética ondulada de blenda de poliolefina que apresenta resistência a tração variando entre 650 a 750 MPa, um módulo de elasticidade de 4,8 GPa, peso específico de 0,96 g/cm³, sendo altamente resistente ao álcali.

As fibras de aço foram utilizadas nos CARFs adotando os teores de 0,50% e 1,00%, em relação ao volume de concreto, o que calculando com base no peso específico das fibras foi equivalente a 40 kg/m³ e 80 kg/m³. Para as fibras sintéticas foi utilizado o teor de 6 Kg/m³, teor recomendado pelo fabricante.

As características geométricas das fibras utilizadas estão descritas na Tabela 9.

Tabela 9- Características físicas das fibras utilizadas na pesquisa.

Tipo de fibra	Diâmetro (mm)	Comprimento (mm)	Fator de Forma (mm)
MaccaferriFS3N (FAC-NA-33/44)	0,75	33	44
Maccaferri FS7 (FAC-NA-33/60)	0,55	33	60
Maccaferri FF3 (FAC-NA-50/67)	0,75	50	67
Duristeel Sintética (60/60)	1,00	60	60

3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Nesse t3pico s3o abordados os procedimentos que foram adotados na caracteriza33o do CARF, quais os par3metros foram estudados e como foram avaliadas suas caracter3sticas.

3.2.1 Caracteriza33o dos materiais constituintes

Foi feita a caracteriza33o de todos os materiais utilizados nesse estudo com base na normatiza33o em vig3ncia. Os resultados da caracteriza33o desses materiais foi uma das vari3veis utilizadas na dosagem do concreto adotando o MEC. Alguns dos ensaios seguem esquematizados na **Erro! Fonte de refer3ncia n3o encontrada..**

Distribui33o Granulom3trica	Para a determina33o da distribui33o granulom3trica dos agregados (graúdos e miúdos) s3o realizados ensaios seguindo os procedimentos conforme a norma NBR 7217(1987).
Massa espec3fica	Para determina33o da massa espec3fica dos agregados graúdos e miúdos s3o realizados ensaios baseados nas normas NBR NM 53 (2009b) e NBR NM 52 (2009a), respectivamente para os agregados graúdos e miúdos.
Determina33o do tempo de pega	Para a caracteriza33o do cimento, s3o realizado o ensaio de determina33o do tempo de pega de acordo com a NBR 16607 (ABNT, 2017).
Resist3ncia 3 compress3o do cimento <i>Portland</i>	A resist3ncia 3 compress3o do cimento Portland s3o realizada para garantir a qualidade do cimento utilizado. O ensaio s3o realizado seguindo a norma NBR 7215 (1996).

3.2.2 Implementa33o do ensaio de compacidade dos gr3os: determina33o do K

Com base no ensaio desenvolvido por De Larrard (1999) e em estudos desenvolvidos por Silva (2004) e Grunewald (2004) foi implantado o protocolo para o ensaio de determina33o do K.

3.2.2.1 Ensaio de demanda de 3gua

Para determinação da compactidade dos agregados menores que 100 μm , foi realizado o ensaio de demanda de água, adotando um procedimento baseado no método proposto por De Larrard (1999) e que foi a metodologia em alguns trabalhos, como os de Formaguini (2005) e Silva (2004). Para o procedimento, foram necessários os seguintes equipamentos: argamassadeira, balança, um pissete graduado com capacidade para 500 ml para água e duas espátulas. O procedimento segue descrito a seguir:

- Pesar 350 g do material completamente seco;
- Colocar o material seco no misturador e adicionar 50% da quantidade de água prevista para atingir a demanda de água;
- Ligar o misturador em velocidade baixa e, após um minuto, se for o caso adicionar o superplastificante com o mesmo teor que será utilizado nas dosagens do concreto;
- Ligar o misturador em velocidade média e adicionar uma pequena quantidade de água em intervalos de 1 minuto até formarem-se aglomerados;
- Deixar a mistura em repouso por 30 segundos e neste tempo raspar o recipiente com a espátula;
- Deixar a mistura bater em velocidade alta por aproximadamente 1 minuto;
- Terminar o ensaio quando se formar uma pasta homogênea e adensada;
- Anotar um consumo de água.

Com o consumo de água obtido, foi calculada a compactidade experimental a partir da equação (22). Os resultados podem ser vistos na Tabela 10.

Tabela 10-Determinação da compactidade dos agregados por meio do ponto de demanda d'água.

Material	Amostra	Ponto de demanda de água (g)	Compactidade
Cimento sem superplastificante	1	105	0,523
Cimento com superplastificante	2	105	0,523
Fíler Industrial	1	80	0,59
Calcítico	2	80	0,59

Apesar do aspecto um pouco subjetivo da determinação visual do ponto de saturação, realizando o procedimento com a adição de pequenas frações de água é possível minimizar os erros. É mais fácil a visualização do ponto da mudança da fase funicular, onde a mistura forma um aglomerado consistente e maciço, para a fase capilar onde a mistura é maleável e plástica (sem o superplastificante) ou até semelhante a fluida (com o superplastificante).

A Figura 35 mostra todas as fases do ensaio de demanda de água do cimento onde observa-se os quatro estados; seco, pendular, funicular e por fim capilar.



(a)Estado seco



(b)Estado pendular



(c)Estado funicular



(d)Estado capilar

Figura 35-Fases do empacotamento do cimento ao longo do ensaio de demanda de água, onde : (a) estado seco ; (b)estado pendular; (c) estado funicular e (d) estado capilar.

Nas Figura 365 e 36 são mostradas as quatro fases do empacotamento visualizadas ao longo do ensaio de demanda de água do cimento e do fíler, respectivamente. As Figuras 35a e 36a mostram os materiais secos, soltos e com porosidade elevada. Nas Figuras 35b e 36b são visíveis as formações de aglomerados de partículas onde a água aprisionada em seu interior as mantêm unidas. Já as Figura 36c mostram o cimento e o fíler brilhosos, no entanto não apresenta água suficiente para manter todos os grãos unidos. As Figura 36d mostram as misturas homogêneas, atingindo o início do estado capilar.

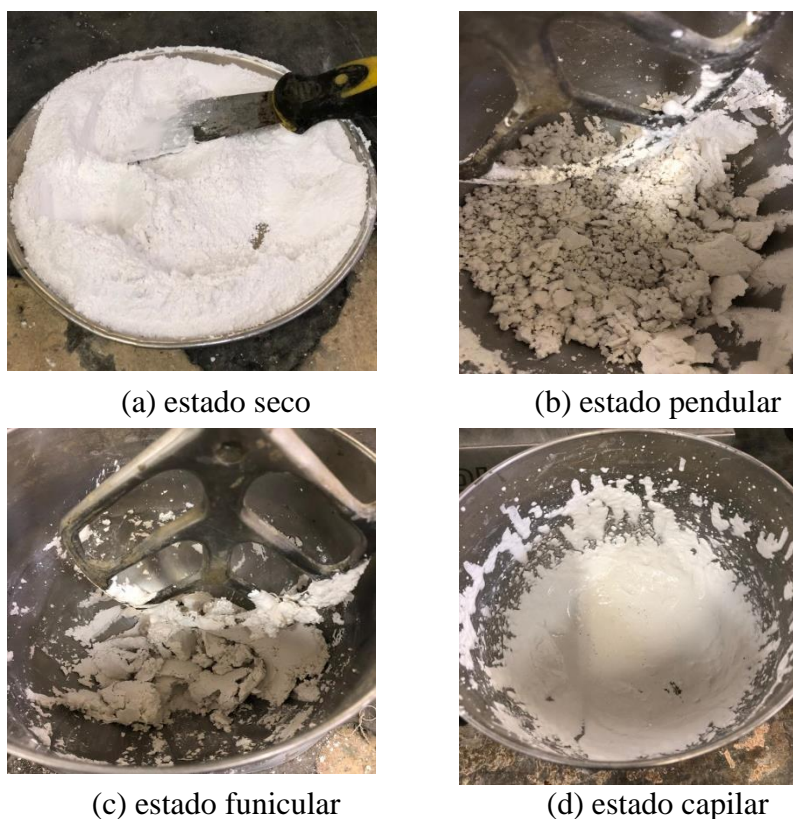


Figura 36-Fases do empacotamento do fíler ao longo do ensaio de demanda de água, onde :
 (a) estado seco ; (b)estado pendular; (c) estado funicular e (d) estado capilar.

3.2.2.2 Ensaio de determinação da compactidade experimental dos grãos

O procedimento adotado para esse ensaio foi baseado no realizado por Grunewald (2004) que por sua vez, é uma adaptação ao ensaio estabelecido por De Larrard (1999). Este ensaio foi realizado nos agregados graúdos e miúdos, maiores de 100 μm . Para a realização deste procedimento o material foi dividido em classes de diâmetros equivalentes.

Para melhor representatividade, foram realizadas misturas de agregados com diâmetros médios com tamanhos muito diferentes e diâmetros médios mais próximos, semelhante ao proposto por De Larrard (1999) na definição desta metodologia. Ao todo foram analisadas 7 misturas, com 6 pontos cada uma delas, variando as proporções de cada componente da mistura binária de 20% em 20%. O primeiro ponto corresponde a uma mistura com 100% do agregado 1 e 0% do agregado 2; o segundo ponto a uma mistura com 80% do agregado 1 e 20 % do agregado 2, e assim sucessivamente até o sexto ponto, que é composto por 0% do agregado 1 e 100% do agregado 2, completando os 6 pontos da curva

Para nomenclatura do agregado, adotou-se a letra M (médio) seguida do diâmetro médio do material em milímetros. Assim, por exemplo, o agregado M1 refere-se ao agregado com diâmetro médio de 1 mm e o agregado M8 refere-se ao agregado com diâmetro médio de 8 mm.

Como a mesa vibratória e o cilindro utilizado tinham dimensões diferentes do utilizado por De Larrard(1999) foram realizadas as adaptações no ensaio, adotando um procedimento semelhante. Para a realização do ensaio foi utilizada uma mesa de vibração do aparelho *Vebe test* com a adaptação do cilindro e para a realização da compressão foi confeccionado um peso de 19,71 Kg. O cilindro utilizado tem 150 mm de diâmetro e 226,65 cm de altura, já o peso possui 19,71 kg e 149 mm de diâmetro conforme pode ser visto na Figura 37.

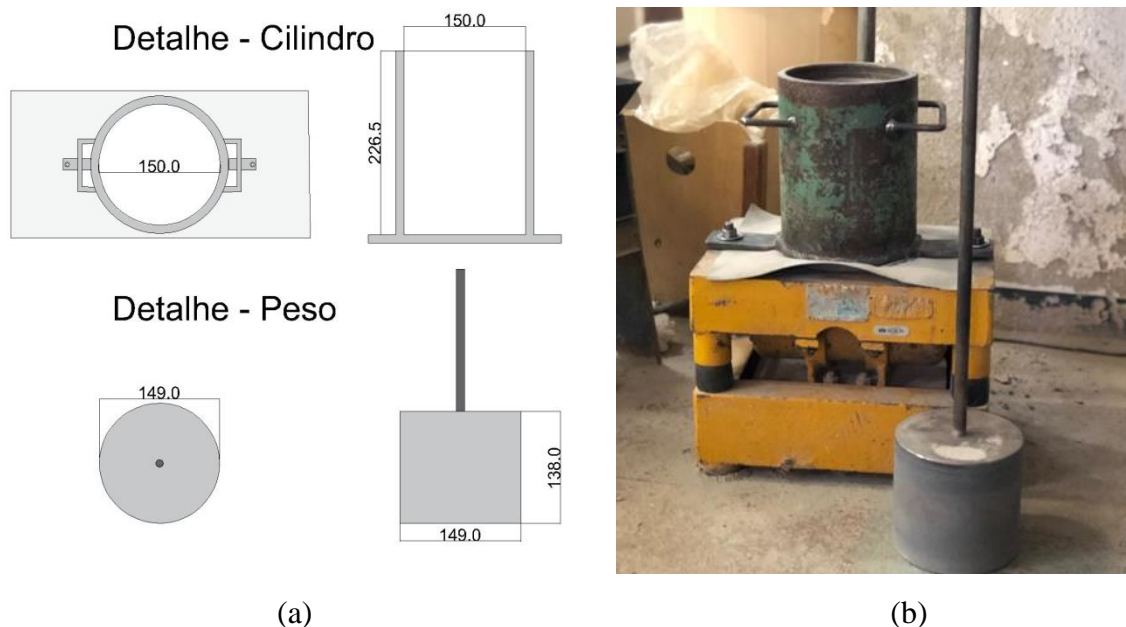


Figura 37-Ensaio determinação da compactação (a) setup do ensaio e (b) foto do ensaio realizado. Medidas em milímetros.

A frequência de vibração da mesa vibratória foi determinada, e o valor encontrado foi de aproximadamente 60 Hz. Esta medição foi realizada utilizando um micro controlador Arduino Uno e um sensor IMU MPU 6050, onde foi utilizado o eixo Z de seu acelerômetro para medição das acelerações provocadas pela mesa vibratória. O sensor foi posicionado no centro da mesa vibratória, que foi ligada por um total de 10 segundos. A taxa de amostragem utilizada foi de 800 Hz. Para o tratamento dos dados foi utilizado o *software Matlab*, consistindo na remoção da média, reamostragem com uma frequência de 600 Hz para

correção de não-uniformidades durante o tempo de amostragem, e aplicação de um filtro Butterworth de 8ª ordem com um frequência passa-alta de 5 Hz, a fim de eliminar ruídos devido à manipulação do sensor, e passa-baixa de 290 Hz, para eliminar possíveis ruídos fora do espectro esperado para a mesa.

Visando padronizar e implementar o ensaio, foi estabelecido um protocolo para sua realização, que teve como referência as metodologias propostas por Grunewald (2004) e Silva (2004). A quantidade de material foi definida como 2000 g buscando facilitar a realização do ensaio, tendo em vista que com o 2500 g e material, conforme adotado por Silva (2004) o desnível entre o peso de aço e a borda do cilindro era muitas vezes, muito próximo de zero, o que acabava gerando grande dificuldade de aferição desta altura, com a massa de material adotada a altura a ser medida foi determinada mais facilmente e com maior precisão. A Figura 38 mostra como a medição foi realizada, adotando um paquímetro.



Figura 38-Medição da altura final do material para determinação da compactidade experimental.

O tempo para a execução do ensaio inicialmente era de 3 minutos, contudo, após algumas comparações foi verificado que não havia mudanças relevantes na altura final do material compactado após 2 minutos, e então o tempo para o protocolo do ensaio passou a ser de 2 minutos. Para todas as proporções de misturas foram realizadas ao menos duas repetições do ensaio. Quando o valor da covariância dos dois ensaios desviou mais que 1,25% da média, o procedimento foi repetido buscando minimizar os erros do ensaio e mostrar a possibilidade repetitividade do ensaio.

O protocolo do ensaio seguiu os seguintes passos:

1. Pesar 2.000 g de material seco a ser ensaiado.
 2. Posteriormente realiza-se a homogeneização das misturas binárias, que foi realizada de maneira padronizada, por um período de 1 minuto.
 3. Com o cilindro devidamente fixado na mesa vibratória, insere-se o material no cilindro, de forma que todo o material tenha sido despejado no interior deste.
 4. Haja vista que o material no cilindro fica um pouco desnivelado, é necessário um espalhamento manual desse material somente para que esse fique mais nivelado para o posterior emprego do peso de aço.
 5. Coloca-se o peso de aço acima do material no cilindro;
 6. Liga-se a mesa vibratória por um período de 2 minutos.
 7. Após o desligamento do aparelho, são realizadas 4 medidas da diferença da altura do peso de aço em relação à borda do cilindro. Vale ressaltar que essas medidas foram tiradas em pontos fixos para todos os ensaios. A média dessas alturas é utilizada para o cálculo da compacidade experimental.
 8. Por fim, o cilindro é retirado da mesa vibratória e o material é descartado.
- Após a realização desse protocolo, a altura final do material foi determinada e com essa altura utilizando a equação 23 foram calculadas as compacidades experimentais.

3.2.2.3 Avaliação do Efeito Parede das fibras

Esse ensaio seguiu como base o ensaio proposto por Grunewald (2004) e foi realizado para avaliar o efeito parede causado pelo recipiente nas fibras. Foram avaliados 03 tipos de fibras de fibra de aço, variando o fator de forma, tamanho e diâmetro e uma fibra sintética, possibilitando a avaliação da variação do efeito parede para fibras de fatores de forma diferentes e de diferentes materiais.

O procedimento adotado foi semelhante ao realizado no item 3.2.2.2. Para a fibra de aço, foi utilizado 01 kg de fibra e aplicada a vibração durante 2 minutos, depois foi determinada a altura final das fibras no recipiente. Com a fibra sintética, por apresentar uma densidade muito menor, foi utilizada uma massa que apresentasse um volume semelhante a 01 kg da fibra de aço.

Assim como nos ensaios com as misturas binárias, o ensaio foi repetido ao menos duas vezes, sendo que no caso de covariâncias maiores que 1,25%, o ensaio foi repetido.

3.2.2.4 Ensaio de determinação da compacidade experimental dos grãos com a adição das fibras

As fibras de aço foram inseridas nas misturas binárias dos agregados graúdos e miúdos nas proporções de 1%, 2%, e 4 %, em volume. Já no caso da fibra sintética, foram utilizados nos teores de 0,3%, 0,6% e 0,9%, em volume. Com esse estudo, avaliou-se o efeito das fibras na compacidade dos agregados. Foram realizados procedimentos de vibração e compressão, conforme o adotado no item 3.2.2.2. Essa avaliação serviu como um dos parâmetros para a tomada da decisão de qual melhor método da consideração do efeito das fibras na mistura, seja a análise por meio da zona perturbada proposta por De Larrard (1999) ou pelo diâmetro equivalente proposto por Yu *et al.* (1993).

3.2.3 Estudo da forma de consideração das fibras no MEC e seu efeito na compacidade

Nesse tópico foi realizada a análise da consideração das fibras no MEC. Os resultados obtidos por Grunewlad (2004) mostraram que a adoção do diâmetro equivalente proposto por Yu *et al.* (1993), onde as fibras são consideradas grãos com diâmetros iguais ao diâmetro equivalente, foi a que apresentou menores erros quando comparadas as compacidades obtidas experimentalmente e as compacidades calculadas adotando esta abordagem. Para determinação da compacidade de misturas com fibras adotando a metodologia proposta por Yu *et al.* (1993) foi adotado o procedimento descrito no item 2.4.4.2 e as equações 26, 27, 28 e 29 foram utilizadas para determinação do diâmetro equivalente, esse diâmetro é aplicado nas equações do MEC para o cálculo da compacidade das misturas binárias.

O efeito da adição das fibras na compacidade também foi determinado adotando a metodologia proposta por De Larrard (1999), que calcula um volume perturbado pelas fibras na compacidade dos agregados. O procedimento utilizado para o cálculo do volume perturbado está descrito no item 2.4.3 e utilizada a equação 25.

Para avaliar qual das metodologias era a ideal a ser utilizada, os resultados teóricos calculados usando as duas metodologias foram comparados com os resultados obtidos experimentalmente.

3.2.4 Dosagens dos CARF adotando o MEC por meio do software *Betonlab Pro 3*

O *software Betonlab Pro 3* foi utilizado para as dosagens do CARF. Utilizou-se as características dos materiais previamente determinadas na parte de caracterização. Foram variados os parâmetros citados abaixo:

- Resistência à compressão do concreto;
- Tipos de fibra;
- Teores de fibras.

As dosagens obtidas foram utilizadas para a produção dos concretos, em que foram verificadas suas características nos estados, fresco e endurecido. O *Beton Lab Pro 3* é um *software* de dosagem baseado no Método do Empacotamento Compressível (MEC) que exige uma caracterização completa dos materiais a serem utilizados. Algumas informações não são obrigatórias, contudo caso não sejam fornecidas, podem limitar a previsão de certas propriedades dos concretos simulados. Para que os resultados alcançados sejam os mais precisos, é necessária uma atenção especial no fornecimento de dados ao programa. Na Tabela 11 seguem os dados mínimos a serem fornecidos ao *Beton Lab Pro 3* para obtenção do CARF.

Tabela 11-Parâmetros inseridos no software Beton Lab Pro 3 para dosagem dos CARFs.

MATERIAL	PARÂMETROS A SEREM INSERIDOS
Agregados	Massa específica
	Absorção
	Granulometria
	Compacidade
	Parâmetros p e q.
Cimento	Massa específica
	Absorção
	Granulometria
	Compacidade
	Composição do cimento
	Composição de Bogue
	Resistência à compressão em duas idades (mínimo)
Fíler	Massa específica
	Granulometria
	Compacidade
	Teor de saturação

A massa específica foi determinada conforme descrito no item 3.2.1, conforme a NBR NM 53 (2009b) e NBR NM 52 (2009a), respectivamente para os agregados graúdos e miúdos.

Já a caracterização granulométrica dos agregados graúdos e miúdos, foi realizada conforme o descrito no item 3.2.1, conforme a NBR NM 248:2003. Entretanto para a realização da dosagem utilizando o software *Betonlab Pro 3*, é necessária uma quantidade muito maior de diâmetros, sendo assim foi realizada uma regressão linear adotando o *software Microsoft Excel 2013* com as peneiras requeridas pelo software. Na Figura 39 é possível visualizar as duas curvas obtidas para o agregado graúdo, uma delas pelas peneiras previstas pela NBR NM 248:2003 e a obtida pela regressão, com todas as faixas previstas pelo software.

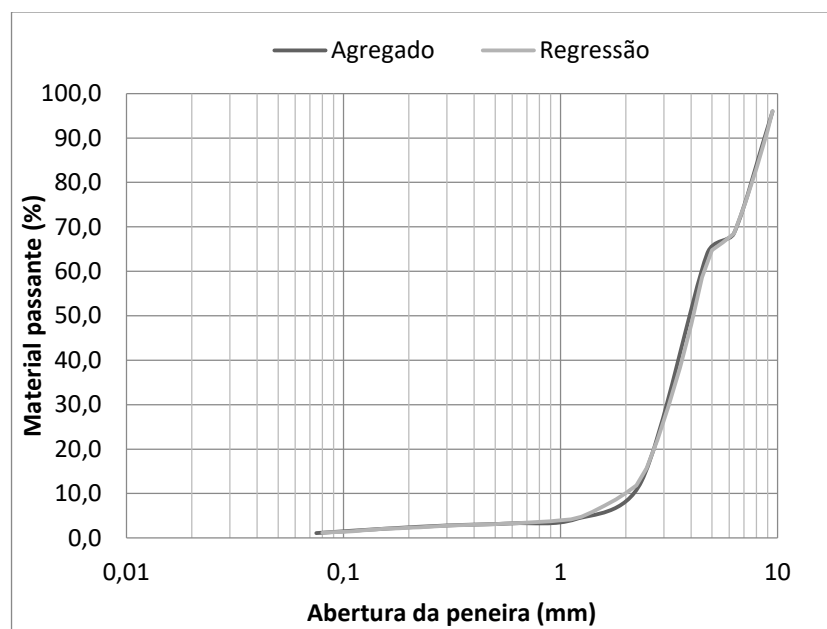


Figura 39-Relação entre as curvas granulométricas do agregado graúdo obtidas com base na NBR NM 248:2003 e por meio de uma regressão com base nas peneiras previstas no *Betonlab Pro 3*.

O mesmo foi realizado para o agregado miúdo, para verificar a representatividade da regressão realizada foram plotadas as curvas obtidas pelas peneiras previstas pela ABNT NBR NM 248:2003 e pela regressão com as peneiras previstas pelo *Betonlab Pro 3*, o resultado pode ser visto na Figura 40.

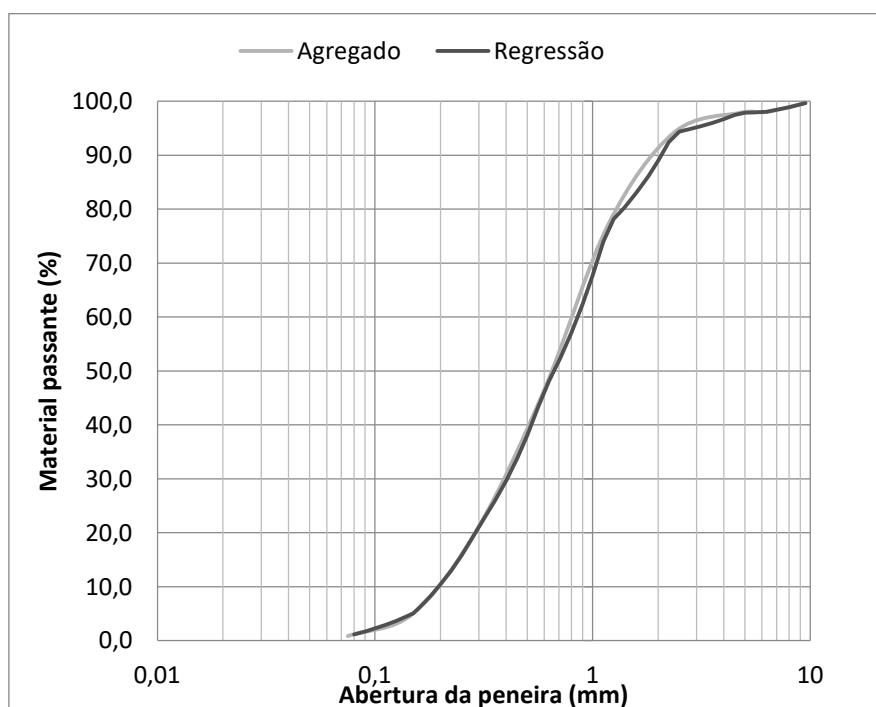


Figura 40-Relação entre as curvas granulométricas do agregado miúdo obtidas com base na NBR NM 248:2003 e por meio de uma regressão linear com base nas peneiras previstas no *Betonlab Pro 3*.

Para determinação dos parâmetros p e q , é necessária a produção de dois concretos, um deles pobre visando obter uma menor resistência e um concreto rico buscando uma maior resistência, sendo necessária a resistência em ao menos duas idades destes concretos. Os materiais e os traços utilizados para a produção destes concretos estão descritos na Tabela 12.

Tabela 12-Traços dos concretos “pobre” e “rico”, utilizados para calibração dos parâmetros p e q do software *Betonlab Pro 3*.

Materiais	TRAÇO RICO (kg)	TRAÇO POBRE (kg)
Brita	30,388	25,760
Areia	17,875	19,810
Cimento	13,750	7,000
Água	4,690	4,000
Adt. Superplastificante	0,038	0,076

Foi produzido um concreto buscando atingir 20 MPa, conforme mostra a Figura 41, sendo obtida as resistências para 3, 14 e 28 dias conforme pode ser visto na Tabela 13 ,

sendo a resistência atingida um pouco maior que a esperada, chegando ao valor médio de 20,98 MPa aos 28 dias.

Tabela 13-Evolução da resistência do concreto “pobre”, com resistência prevista igual a 20 MPa.

Resistência à compressão (MPa)			
Amostra	3 dias	14 dias	28 dias
1	13,82	18,54	20,78
2	13,68	17,57	20,98
3	13,74	17,95	21,19
Média	13,74	18,02	20,98



Figura 41-Concreto de menor resistência dosado para obtenção dos parâmetros p e q.

Também foi realizada um traço buscando atingir 50 MPa aos 28 dias, foram determinada sua resistência aos 3, 14 e 28 dias, sendo atingido um valor médio de 51,81 MPa.O traço utilizado e os corpos de prova produzidos seguem descritos na Tabela 14 e na Figura 42, respectivamente.

Tabela 14-Dosagem do concreto rico, traço com resistência prevista igual a 50 MPa.

Resistência à compressão (MPa)			
Amostra	3 dias	14 dias	28 dias
1	32,18	39,52	52,84
2	32,58	43,42	51,80
3	32,90	41,19	50,80
Média	32,55	41,38	51,81



Figura 42-Concreto de maior resistência dosado para obtenção dos parâmetros p e q.

Ressalta-se a importância do registro da evolução da resistência do concreto, por isso a necessidade a determinação da resistência dos concretos produzidos em no mínimo duas idades. Quanto mais completos os *inputs* fornecidos aos *Betonlab Pro 3*, melhores os resultados que serão obtidos.

Foi adotada uma metodologia para a dosagem dos concretos utilizando o software *Betonlab Pro 3*, a fim de garantir um protocolo a ser seguido em todas os 16 traços produzidos. O primeiro passo adotado na dosagem, foi a otimização do esqueleto granular, onde buscou-se a máxima compacidade da mistura dos grãos fixando a pasta. Posteriormente, fixando a resistência requerida e alguns parâmetros que devem ser respeitados para que o concreto seja autoadensável estabelecidos por De Larrard e Sedran (2016), descritos na Tabela 15, foi realizada a otimização do concreto, minimizando o consumo de cimento.

Tabela 15-Parâmetros para que um concreto seja autoadensável (De Larrard e Sedran, 2016).

PARÂMETROS - DE LARRARD E SEDRAN (2016)	LIMITES
Tensão de Escoamento (MPa)	< 400
Viscosidade Plástica (Pa.s)	< 200
Influência dos finos - Kf'	> 3,3
Influência dos agregados graúdos K'gg	< 1,4

Os parâmetros descritos na Tabela 15 foram determinados por De Larrard e Sedran (2016) após diversos experimentos e pesquisas, estabelecendo valores máximos para a tensão de escoamento e a viscosidade, que permitam que o concreto tenha um escoamento

satisfatório sem segregar. Além disso, De Larrard e Sedran (2016) definiu limites para uma contribuição mínima dos finos no concreto, que vão contribuir para a não segregação e para um melhor escoamento do concreto, além de um valor máximo de contribuição de agregados graúdos, de modo com que o concreto sem segregar, possua elevada fluidez e capacidade de escoamento.

3.2.5 Produção do CARF

Das simulações realizadas, foram produzidos concretos de duas classes de resistências características à compressão, 20 MPa e 40 MPa para validação das dosagens. Para cada uma dessas resistências foram produzidos concretos com 3 tipos de fibras de aço, são elas a ST-33/60, ST-50/67 e ST-33/44, em dois teores diferentes, 0,5% e 1,0%. Para cada uma dessas resistências, produziu-se um concreto com a fibra sintética Duresteel com o teor de 0,06% de volume de fibra, além de um concreto convencional de referência para cada resistência característica, totalizando 16 traços diferentes.

Para cada um desses traços, foram moldados 4 corpos de prova prismáticos, medindo 150 mm x 150 mm x 550 mm para realização do ensaio 3PBT, além de 04 corpos de prova cilíndricos 100 mm x 20 mm, para a determinação de resistência à compressão.

3.2.5.1 Procedimentos adotados na mistura dos concretos

A fim de padronizar a metodologia da produção do CARF desta pesquisa, foi estabelecido um protocolo para a mistura dos materiais utilizados, bem como a ordem dos ensaios de autoadensabilidade realizados.

Inicialmente foi umedecida a betoneira, bem como suas pás, e misturados inicialmente a areia e a brita, por um período de 1 minuto. Posteriormente eram inseridos os finos, cimento e fíler, juntamente com cerca de 90% da água utilizada no traço e misturados por um mais 1 minuto.

Após essa mistura, eram inseridos cerca de 50% do superplastificante juntamente com o restante da água e misturados por mais meio minuto. Após o concreto, visivelmente estar com aparência de alta trabalhabilidade, eram inseridas as fibras com o misturador ligado, através da portinhola de maneira randômica, buscando evitar ninhos de fibra no concreto. O ajuste da trabalhabilidade foi realizado com o superplastificante.

Para a verificação da autoadensabilidade dos concretos produzidos foram seguidos os seguintes passos. Primeiramente foi analisado o aspecto visual do concreto, posteriormente era realizado o ensaio de espalhamento. Quando os resultados quanto ao espalhamento eram satisfatórios e a segregação não era observada com base no visual deste ensaio, eram realizados os ensaios do funil V e da caixa L, respectivamente.

3.2.6 Caracterização do CARF no estado fresco

No estado fresco foram realizados ensaios de verificação de autoadensabilidade, tendo como referência a norma NBR 15823 (ABNT, 2017). Nesta norma, é definido que um concreto será autoadensável quando os parâmetros fluidez e escoamento, viscosidade plástica e aparente, habilidade passante, e resistência à segregação obedecerem a critérios mínimos que dependem da classe do concreto.

Foram realizados com os CARFs produzidos os ensaios de espalhamento, Caixa L, Funil V. Após a ruptura dos corpos de prova prismáticos foi realizada a contagem das fibras ao longo da seção do corpo de prova, a fim de avaliar a distribuição de fibras ao longo da amostra e verificar se houve segregação no concreto.

3.2.7 Caracterização do CARF no estado endurecido

Nesse tópico está sucintamente descrito os ensaios de caracterização no estado endurecido que serão realizados no CARF.

3.2.7.1 Resistência à compressão

A resistência à compressão foi determinada de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 2007): estes ensaios foram realizados em corpos de prova com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, de modo que o efeito parede seja minimizado. Para cada um dos 16 traços (14 com fibras e dois traços de referência) de concreto produzidos foram moldados 04 corpos de prova.

3.2.7.2 Resistência à tração por meio da flexão: ensaio de flexão a 3 pontos (*Three-Point Bending Test – 3PBT*)

A resistência à tração foi determinada por um ensaio indireto, adotando o ensaio de flexão a 3 pontos (*Three-Point Bending Test - 3PBT*). Este ensaio é o método de ensaio para o controle de concretos reforçados com fibras para aplicações estruturais segundo as recomendações da EN 14561:2007, previsto também pelo RILEM TC 162 – TDF:2002, pelo fib Model Code 2010 (FIB, 2013) e pelo CT303 IBRACON/ABECE (2016). Este ensaio foi feito com base no RILEM TC 162 TDF (2002), que estabelece que os corpos de prova prismáticos tenham dimensões de 150 mm x 150 mm e comprimento de 550 mm.

Utilizou-se para a realização dos ensaios uma prensa EMIC, utilizando um controle de deslocamento de 0,1 mm/min. Esse deslocamento foi escolhido buscando registrar o maior número de pontos possível, sobretudo nas regiões críticas das curvas. Cada ensaio durou cerca de 60 minutos e foi interrompido quando a abertura da fissura chegou a 6 mm. No desenvolvimento desse ensaio as vigas receberam um carregamento concentrado em um cutelo superior posicionado no meio do vão. Na região inferior foi feito um entalhe de 25 mm, onde foi medida a abertura da fissura adotando um LVDT de cada lado. A distância entre o ponto de fixação do LVDT e o centro do entalhe foi de 25 mm. A aquisição de dados de resposta do prisma ao carregamento aplicado foi realizada por meio células de carga HBM de 500 kN e defletômetros do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*). Estes equipamentos foram conectados a um módulo *Spider 8* (modelo SR30), fabricado pela empresa HBM e com o auxílio do *software CATMAN* possibilitou leituras contínuas de forças, deformações e deslocamentos.

Com os resultados da abertura da fissura e da carga foi possível a obtenção das curvas de carga por abertura de fissura, *Crack Mouth Opening Displacement (CMOD)*. Utilizando a curva de carga por abertura de fissura podem ser calculados os parâmetros: limite de proporcionalidade ($F_{ft,L}$) e as resistências residuais $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$, correspondentes a valores de CMOD iguais a 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm, respectivamente, de acordo com a EN14561:2007, previsto também pelo RILEM TC 162 - TDF, pelo fib Model Code 2010 (FIB, 2013) e pelo CT303 IBRACON/ABECE (2016), conforme esta descrito na seção 2.2.3.3.

Após a ruptura dos corpos de prova, foi realizada a contagem das fibras expostas para que se fizessem estudos quanto à eficiência das fibras no concreto, a metodologia

seguida para contagem das fibras foi a mesma realizada por Grunewald (2004) e por Lameiras (2015). A contagem das fibras nas seções dos prismas serviu também para avaliar a qualidade do concreto, a fim de observar se houve significativa segregação. O setup do ensaio segue ilustrado na Figura 43.

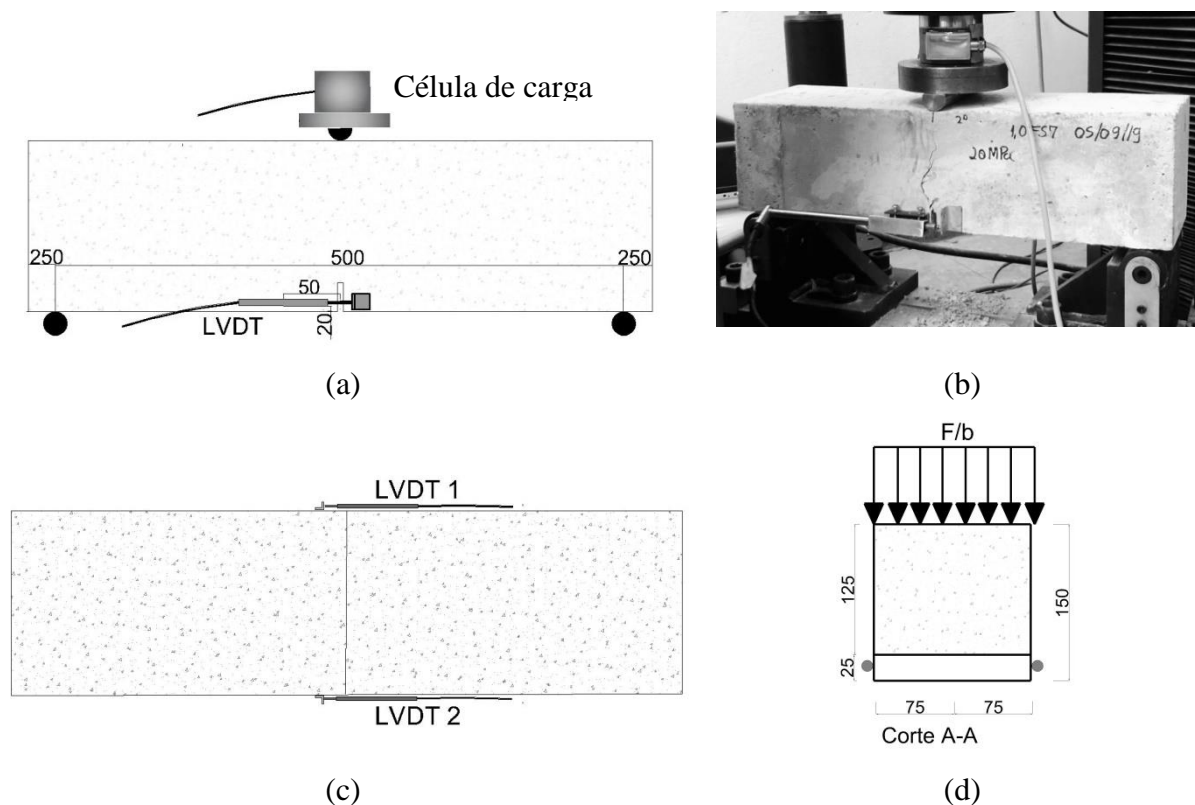


Figura 43-Ensaio de flexão a três pontos: (a) vista lateral do setup do ensaio (b) execução do ensaio (c) vista superior do setup do ensaio e (d) corte na região central do ensaio (região do entalhe). Medidas em milímetros.

3.2.8 Determinação de equações que correlacionem a resistência pós-fissuração com as características da fibra e da matriz

Com base nos resultados obtidos no ensaio de 3PBT para as resistências pós-fissuração do concreto e nas equações propostas por Domski e Katzer (2019), foi realizado uma regressão adotando o software *Microsoft Excel 2013*, onde foram obtidas equações, que possibilitam a dosagem do CARF com a resistência residual desejada já pré-definida, tendo como dados de entrada a resistência do concreto, as características geométricas das fibras e o volume de fibra adotado.

Para a realização da regressão linear, utilizou-se o banco de dados dos ensaios de flexão a 3 pontos e a resistência a compressão do concreto, e buscou correlacionar cada

resistência residual por meio de uma equação com o fator de forma e o volume das fibras e a resistência da matriz do concreto. Desta forma determinou-se coeficientes que multiplicados a essas variáveis (fator de forma, volume de fibra e resistência a compressão do CARF) fornecessem uma estimativa da resposta à resistência pós-fissuração CARF na flexão.

Dessa maneira, pretende-se contribuir para a complementação do MEC na realização de dosagens de maneira otimizada do CARF, de maneira com que seja possível pré-definir as resistências residuais para o CARF desejadas, e assim escolher o tipo da fibra, volume de fibra e resistência da matriz do CARF, necessários para alcançar as resistências residuais requeridas. A fim de correlacionar as equações obtidas com o MEC, buscará considerar a variável do f_{ck} do CARF nas equações, de maneira análoga ao realizado pelo De Larrard (1999), onde a resistência a compressão do concreto é função da compacidade e proporção dos materiais constituintes do concreto. Possibilitando assim a determinação das resistências residuais por meio da metodologia proposta por De Larrard (1999) e também uma futura implementação dessas equações.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 DETERMINAÇÃO DO PROTOCOLO DO ENSAIO DE COMPACIDADE POR MEIO DE MISTURAS BINÁRIAS

Foram realizados ensaios de compactação em misturas binárias. Uma das finalidades desse ensaio foi obter resultados para a posterior determinação do índice de compactação (K) característico do ensaio. No total, foram realizadas 07 misturas, 05 delas com maiores diferenças entre o diâmetro médio de cada classe de agregados ($d1 \gg d2$) e duas com os diâmetros médios com tamanhos mais próximos ($d1 > d2$). Nos gráficos, os agregados seguem representados com a letra M (médio) seguido por um número equivalente ao diâmetro médio da faixa granulométrica dos agregado, em milímetros.

A escolha dos diâmetros utilizados nas misturas tiveram como referência as adotadas por De Larrard (1999).

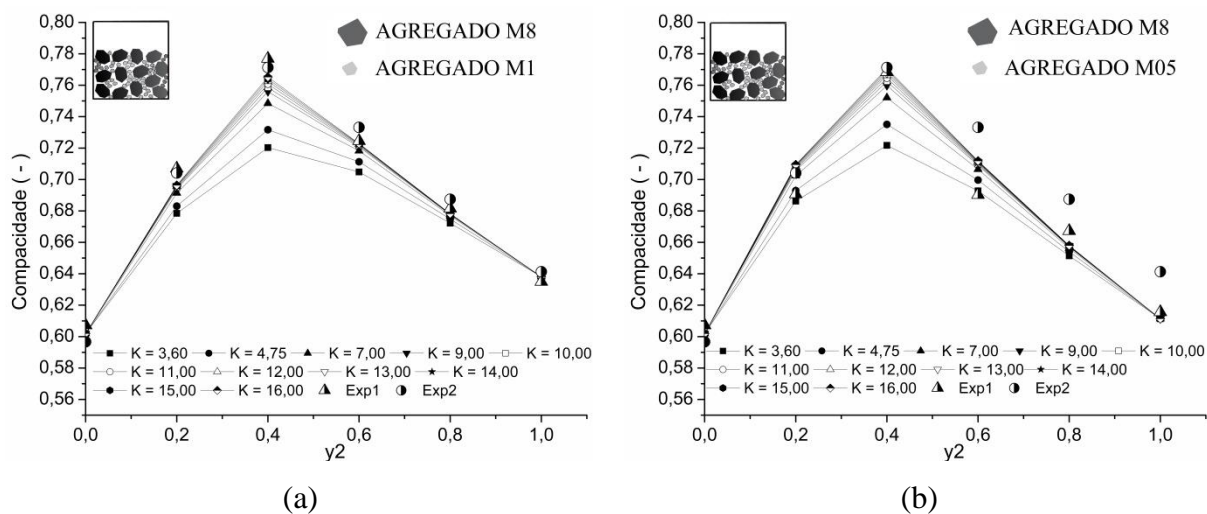


Figura 44-Compacidade experimental nas misturas binárias das faixas granulométricas: (a) M8 vs. M1 e (b) M8 vs. M05.

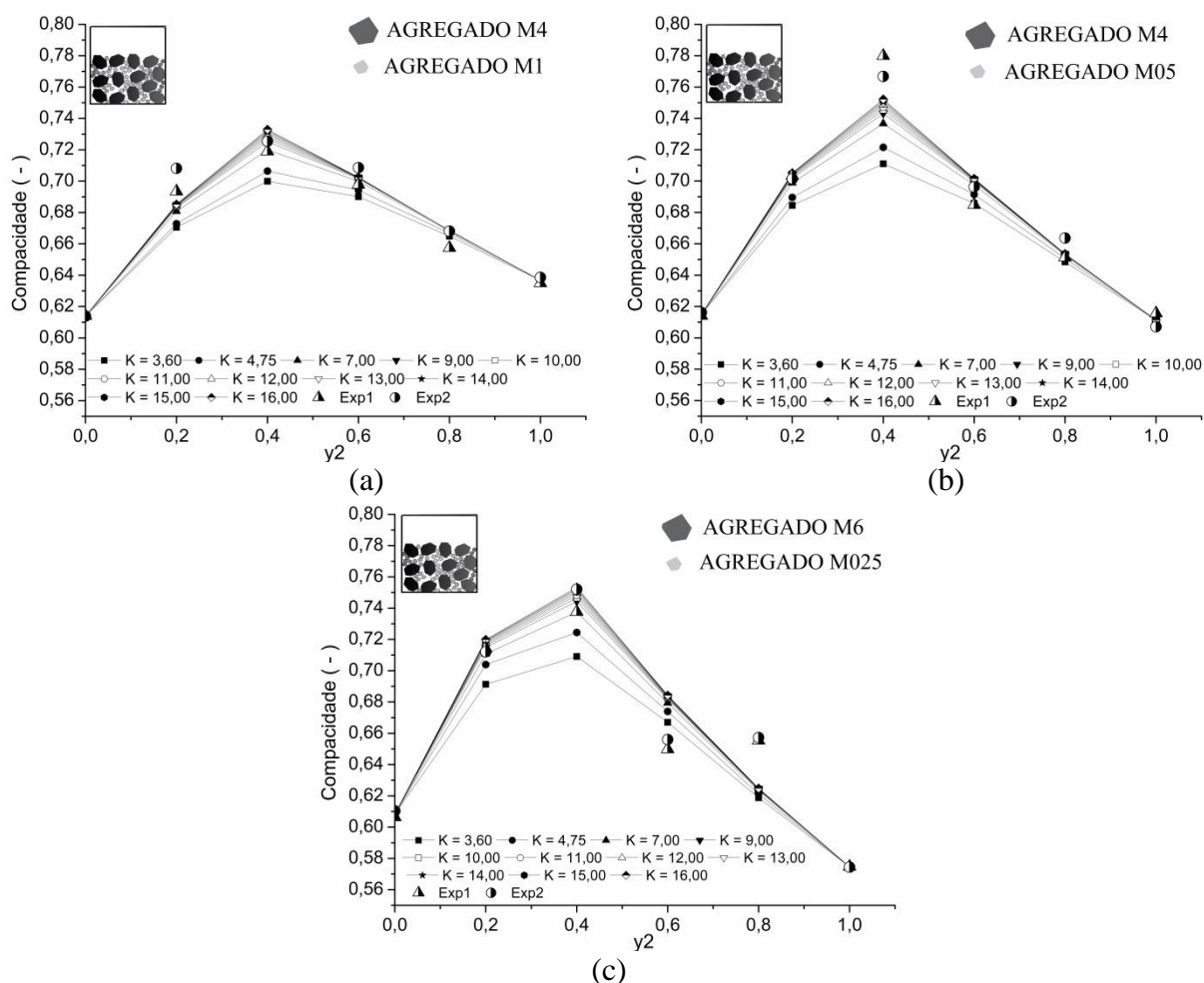


Figura 45-Compacidade experimental nas misturas binárias das faixas granulométricas onde: (a) M4 vs. M1, (b) M4 vs. M05 e (c) M6 vs. M025.

Com base nos resultados encontrados, conforme pode ser visto nas Figura 44 Figura 45, é possível observar que nas misturas onde os grãos possuem o tamanho dos diâmetros médios mais distantes ($d_1 \gg d_2$) o valor de K tende a ser maior. Sobretudo na região central da curva, com proporções próximas a 50% de cada agregado, existe uma tendência de elevação do valor do protocolo de empacotamento, chegando a valores maiores aos encontrados por De Larrard (1999) e Grunewald (2004), que encontraram os valores de 9,0 e 3,6, respectivamente.

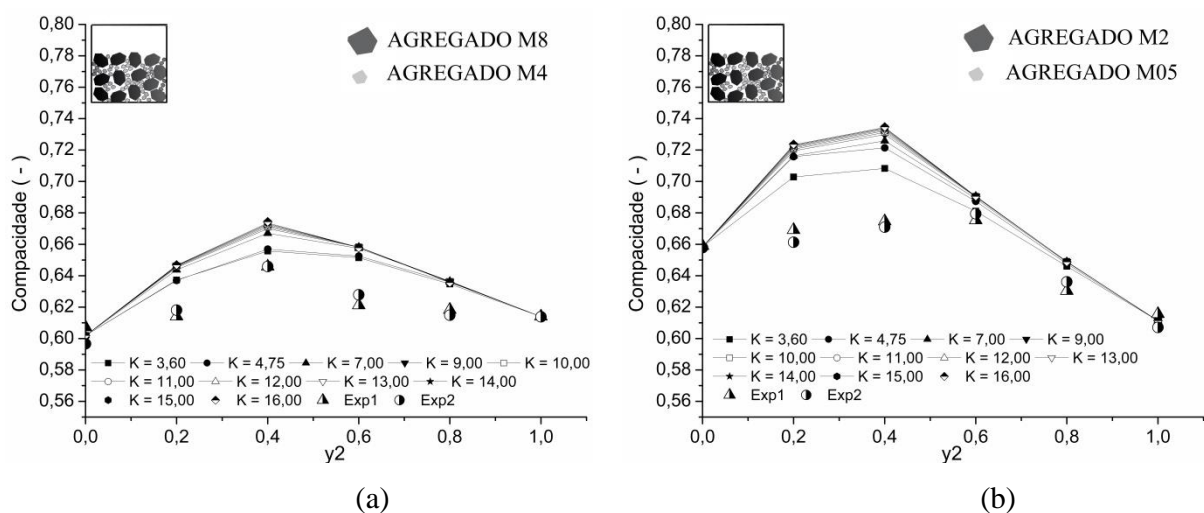


Figura 46-Compacidade experimental nas misturas binárias das faixas granulométricas: (a) M8 vs. M4 e (b) M2 vs. M05.

Entretanto para misturas binárias onde o tamanho médio dos grãos é mais próximo ($d_1 > d_2$), como pode ser visto Figura 46, o protocolo de empacotamento determinado, apresentou valores menores fazendo com que na média geral, o valor do protocolo de empacotamento fosse menor. Isso mostra que a determinação do protocolo do ensaio da compacidade dos agregados tem forte ligação com a escolha dos grãos das misturas adotadas, onde o número de curvas com grãos com tamanhos mais próximos ou mais distantes vão determinar o valor de “K” encontrado.

Observa-se que adotando mais curvas de faixas granulométricas com diâmetros mais distantes, o valor de “K” será maior, conforme mostra a Tabela 16, enquanto a adoção de uma quantidade maior de curvas com faixas granulométricas com diâmetros de tamanhos mais próximos resultará em um valor do protocolo menor. Como a escolha das misturas terá grande relevância no valor encontrado do protocolo, é necessário que ela seja criteriosa, de maneira que o protocolo do ensaio seja o mais representativo possível. Nessa pesquisa a escolha do diâmetro dos agregados e número de curvas utilizado tiveram como referência o trabalho de De Larrard (1999) e levaram em conta também a proporção de cada faixa granulométrica no volume total do agregado. Por isso a adoção de 05 misturas com diâmetros médios mais distantes e 02 com diâmetros médios mais próximos.

Uma atenção especial deve ser dada aos erros obtidos no ensaio, sobretudo no tocante à covariância das repetições. As curvas para valores de K são muito próximas, com isso o valor do erro pode ser superior a essa diferença. A minimização dos erros experimentais ajudará na determinação de um protocolo mais preciso. Conforme pode ser visto na Tabela 17, quando

havam sido ensaiadas misturas binárias com agregados de diâmetros com tamanhos mais distantes, o valor de “K” com o menor erro encontrado foi de 14.

Entretanto, quando foram realizados os ensaios de vibração + compressão com os agregados com valores de diâmetros mais próximos e somados os erros das 07 curvas ensaiadas, o valor do protocolo de empacotamento mudou, resultando em um valor de “K” de 9, em conformidade com o proposto por De Larrard (1999). Conforme pode ser visto na Tabela 17.

Observa-se que na região central, em teores próximos a 50% de cada componente das misturas binárias os erros entre os resultados experimentais e a compacidade teórica foram mais evidentes, e a variação entre as curvas para diferentes valores de protocolo é maior, o que mostra que mais pontos nessa região central poderiam otimizar a escolha do protocolo para o ensaio.

Uma justificativa para os erros encontrados nessas curvas pode estar também na distância entre os tamanhos das aberturas das peneiras, de maneira simplificada considera-se um diâmetro médio que muitas vezes pode não ser tão representativo na amostra, resultando em compacidades teóricas um pouco diferentes das encontradas experimentalmente.

O erro total foi determinado pela soma dos erros de todos os pontos e foi calculado em relação aos resultados encontrados experimentalmente. Já os erros médios foram calculados com a divisão do erro total pelo número de pontos. Contudo os erros foram relativamente baixos, onde o protocolo escolhido como ideal que foi o 9, apresentou erro médio por ponto de 2,5828%. Além disso, o ensaio mostra uma boa repetitividade, esses valores foram obtidos com uma covariância máxima de 1,25%, com um número mínimo de duas repetições para o ensaio.

Tabela 16- Erros obtidos para diferentes valores de protocolo para misturas de agregados com diâmetros médios de tamanho muito distantes.

K	3,60	4,75	7,00	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00
ERRO TOTAL (%)	64,2081	60,2764	38,5670	34,2654	33,8290	33,7302	33,6449	33,5718	33,5093	33,8824	33,7621
ERRO MÉDIO (%)	2,2931	2,1527	1,3774	1,2238	1,2082	1,2046	1,2016	1,1990	1,1968	1,2101	1,2058

Tabela 17- Erros obtidos para pela soma de todas as misturas binárias ensaiadas.

K	3,60	4,75	7,00	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00
ERRO TOTAL (%)	93,2273	91,5303	74,5527	72,3185	72,5091	72,8709	73,1263	73,3054	73,4291	73,9384	73,9161
ERRO MÉDIO (%)	3,3295	3,2689	2,6626	2,5828	2,5896	2,6025	2,6117	2,6181	2,6225	2,6407	2,6399

4.2 EFEITO DA INCLUSÃO DAS FIBRAS NO MEC

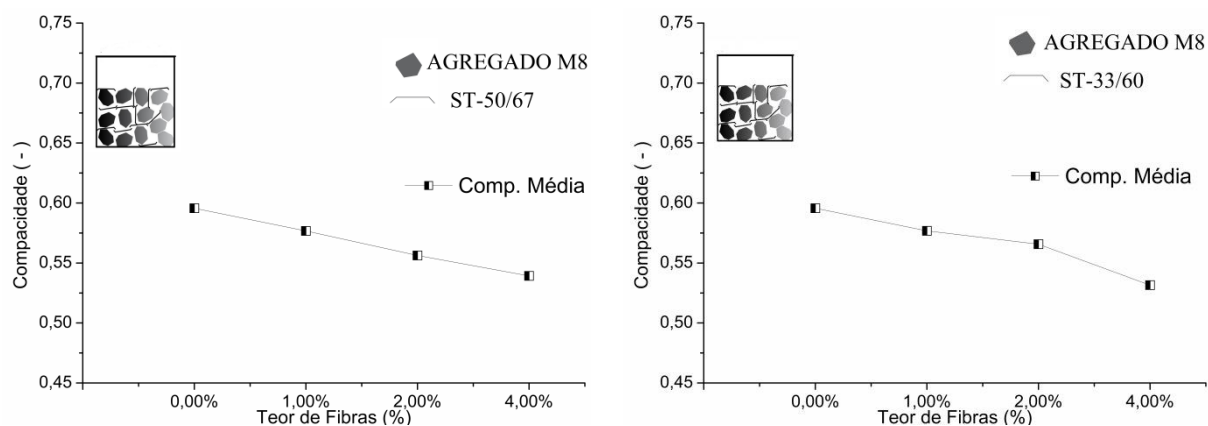
Para avaliar o efeito da adição das fibras no MEC foram realizados ensaios de vibração e compressão com 03 tipos de fibras de aço e com um tipo de fibra sintética. São elas as fibras metálicas da Maccaferri FF3, FS7 e FS3N, nos teores de 1%, 2% e 4% e a fibra sintética Duristeel nos teores de 0,3%, 0,6% e 0,9%, misturadas com duas faixas granulométricas de brita e uma de areia média, sendo respectivamente os materiais retidos entre as peneiras 4,75/6,3; 6,3/9,5 mm e 0,6/1,18 mm.

A nomenclatura adotada para identificar a classe de agregado nos experimentos foi baseada na utilizada por De Larrard (1999), onde adotou-se a letra M procedida por um número que refere-se ao diâmetro médio da classe granulométrica em milímetros.

Para a nomenclatura das fibras adotou-se as iniciais do material, sendo ST referindo-se a steel para fibras de aço e as iniciais SY referindo-se a *synthetic* para a fibra sintética, procedido pela razão entre o comprimento e o fator de forma. Como por exemplo, a fibra ST-33/60, esta fibra é uma fibra de aço (ST) que tem 33 mm de comprimento e 60 de fator de forma, que é a razão entre seu comprimento e seu diâmetro.

4.2.1 Fibras metálicas

Conforme já era de se esperar ao se adicionar fibras aos agregados graúdos observa-se uma diminuição da compacidade tendo em vista que ela pode atuar como uma barreira para o encaixe entre os grãos. O mesmo foi encontrado por Grunewald (2004) em suas pesquisas, para diversas faixas de agregados graúdos. Isso pode ser visto na Figura 47.



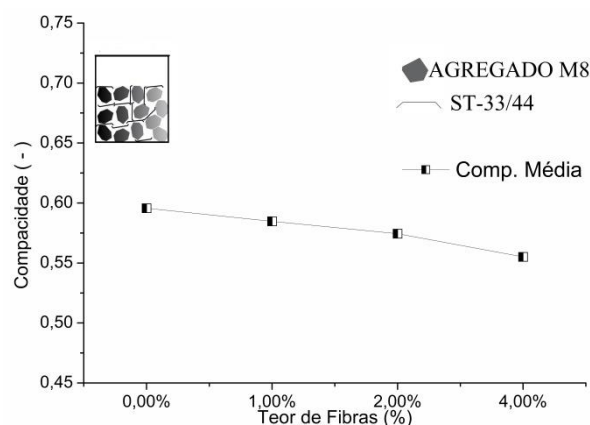


Figura 47-Relação entre a compacidade das misturas binárias e o volume de fibra para o agregado M8.

Conforme pode ser visto na Tabela 18, nos ensaios de compacidade entre a faixa granulométrica da brita M8 e as fibras, para menores teores de fibra, o comportamento foi semelhante para as variedades de fibra. Entretanto para teores maiores, em específico no experimento com 4%, os resultados mostram que a compacidade foi mais afetada para as fibras ST-50/67 e ST-33/44. Isso pode ser explicado por apresentarem maior comprimento para o caso da fibra ST-50/67 e maior diâmetro, no caso da fibra ST-33/44.

Tabela 18-Comparação entre as compacidades experimentais para a mistura do agregado M8 com diferentes teores das fibras ST-50/67, ST-33/44 e ST-33/60.

Teor de Fibra	Compacidade Experimental (-)		
	ST-50/67	ST-33/44	ST-33/60
0,00%	0,5957	0,59569	0,5957
1,00%	0,5767	0,58474	0,5768
2,00%	0,5563	0,57445	0,5657
4,00%	0,5393	0,55507	0,5315

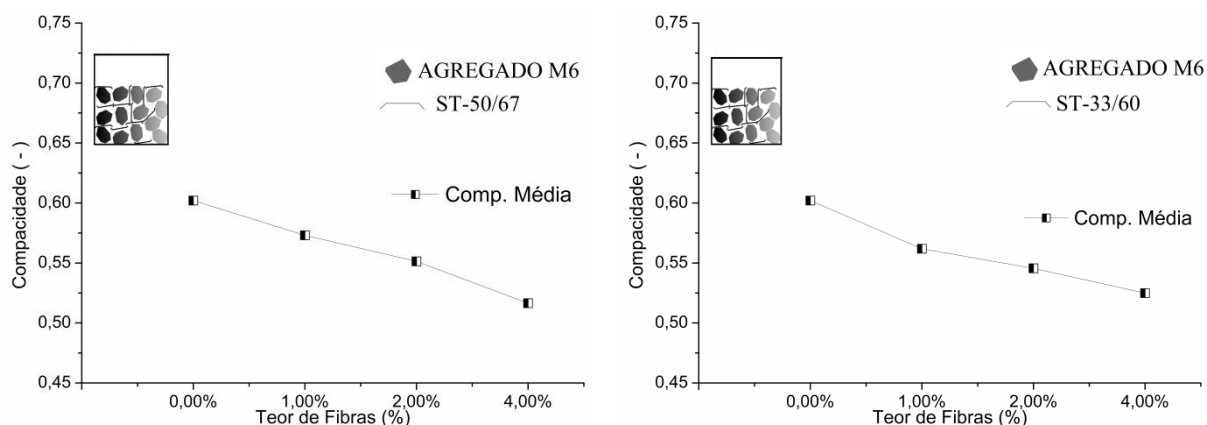


Figura 48-Relação entre a compacidade das misturas binárias e o volume de fibra para o agregado M6.

Tabela 19-Comparação entre as compacidades experimentais para a mistura do agregado M6 com diferentes teores das fibras ST-33/60 e ST-50/67.

Teor de Fibra	Compacidade Experimental (-)	
	ST-50/67	ST-33/60
0,00%	0,6021	0,6021
1,00%	0,5731	0,5619
2,00%	0,5514	0,5456
4,00%	0,5165	0,5249

Para as misturas de fibras ST-33/60 e ST-50/67 com a classe granulométrica de agregado M6, observou-se resultados muito semelhantes, conforme pode ser visto na Figura 48 e na Tabela 19. Isso pode ser explicado pelo fato destas fibras apresentarem fator de forma muito parecidos e também pelo menor tamanho do grão médio do agregado, o que facilitou o melhor “encaixe” com as fibras.

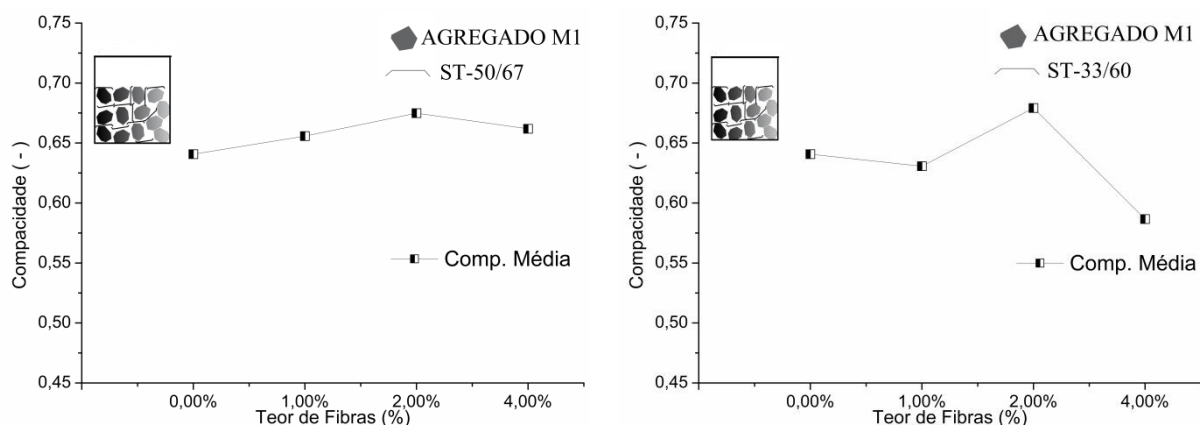


Figura 49-Relação entre a compacidade das misturas binárias e o volume de fibra para o agregado M1.

Nas misturas das fibras ST-33/60 e ST-50/67 com o agregado miúdo M1, o comportamento diferente do observado com os agregados graúdos. Para a Fibra ST-33/60 observou-se um pequeno decréscimo na compacidade para a adição de 1%, um ganho de compacidade para a adição de 2 % de fibras e um novo decréscimo para a adição de 4% de fibras. Já para as fibras ST-50/67 observou-se um ganho de compacidade para todas as proporções de adição.

Esse comportamento observado para as misturas entre as fibras e o agregado miúdo pode ser explicado pela capacidade das fibras de se acomodarem nas misturas com o agregado M1, resultando num ganho de compacidade na mistura devido ao encaixe das fibras com o agregado. Comportamento semelhante foi encontrado por De Larrard (1999) em suas pesquisas, onde para a mistura entre as fibras e areia observou-se pequeno decréscimo de compacidade e em alguns pontos observou até um certo aumento na compacidade.

Tabela 20-Comparação entre as compacidades experimentais para a mistura do agregado M1 com diferentes teores das fibras ST-33/60 e ST-50/67.

Teor de Fibra	Compacidade Experimental (-)	
	ST-50/67	ST-33/60
0,00%	0,6407	0,6407
1,00%	0,6558	0,6307
2,00%	0,6749	0,6792
4,00%	0,6619	0,5866

4.2.2 Fibra sintética Duresteel

Na mistura entre a fibra Sintética Duresteel e o agregado M8, conforme ilustra a Figura 50, há uma redução inicial na compacidade quando foi adicionado 0,3% de fibra, no entanto esse valor não sofreu grandes diminuições quando foi adicionada mais fibra, mantendo-se quando que constante nos volumes de 0,6% e 0,9%.

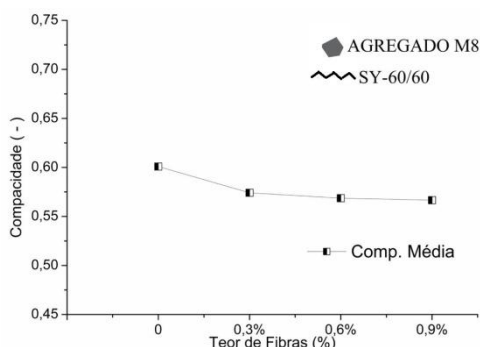


Figura 50-Relação entre a compacidade do agregado M8 e o volume de fibra sintética Duresteel.

Conforme pode ser visto na Figura 51, para as misturas da fibra sintética e o agregado M6, a compacidade pouco foi alterada com a adição de 0,3% e de 0,6% da fibra, no entanto observou-se uma maior diminuição na compacidade para o teor de 0,9% de fibra.

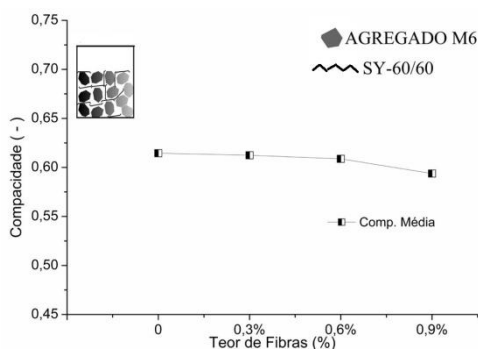


Figura 51-Relação entre a compacidade do agregado M6 e o volume de fibra sintética Duresteel.

Para as misturas entre a fibra sintética e o agregado M1, conforme ilustra a Figura 52, observou-se uma queda inicial na compacidade para o acréscimo de 0,3% de fibra, porém a compacidade mante-se estável até 0,6% de fibra, houve uma queda um pouco mais acentuada de 0,6% para 0,9% de volume de fibra.

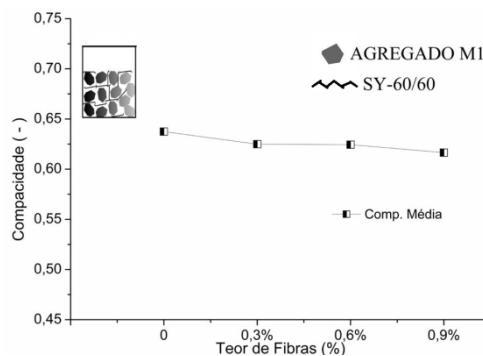


Figura 52-Relação entre a compacidade do agregado M1 e o volume de fibra sintética Duresteel.

Apesar da diminuição da compacidade com a adição das fibras sintéticas Duresteel, é possível observar que essa diminuição é muito menos significativa quando comparada com as perturbações geradas pelas fibras de aço. Isso pode ser explicado pelo fato das fibras sintéticas serem flexíveis e adequarem melhor ao encaixe dos grãos, não exercendo o efeito parede como ocorre com as fibras de aço.

4.2.3 Comparação entre as abordagens propostas por YU *et al.* (1993) e por De Larrard (1999)

Buscando avaliar a melhor maneira de incluir as fibras na dosagem adotando o Método do Empacotamento Compressível (MEC) foram avaliadas duas abordagens para a consideração do efeito destas na mistura, a proposta por De Larrard (1999) que calcula um volume perturbado pela fibra e o conceito de diâmetro equivalente proposto por Yu *et al.* (1993) que considera a fibra como uma esfera que possua a mesma área da superfície da fibra.

4.2.3.1 Fibras de aço

Os resultados obtidos pelas duas abordagens para o agregado M8, juntamente com os resultados experimentais para as fibras de aço seguem descritos na Figura 53.

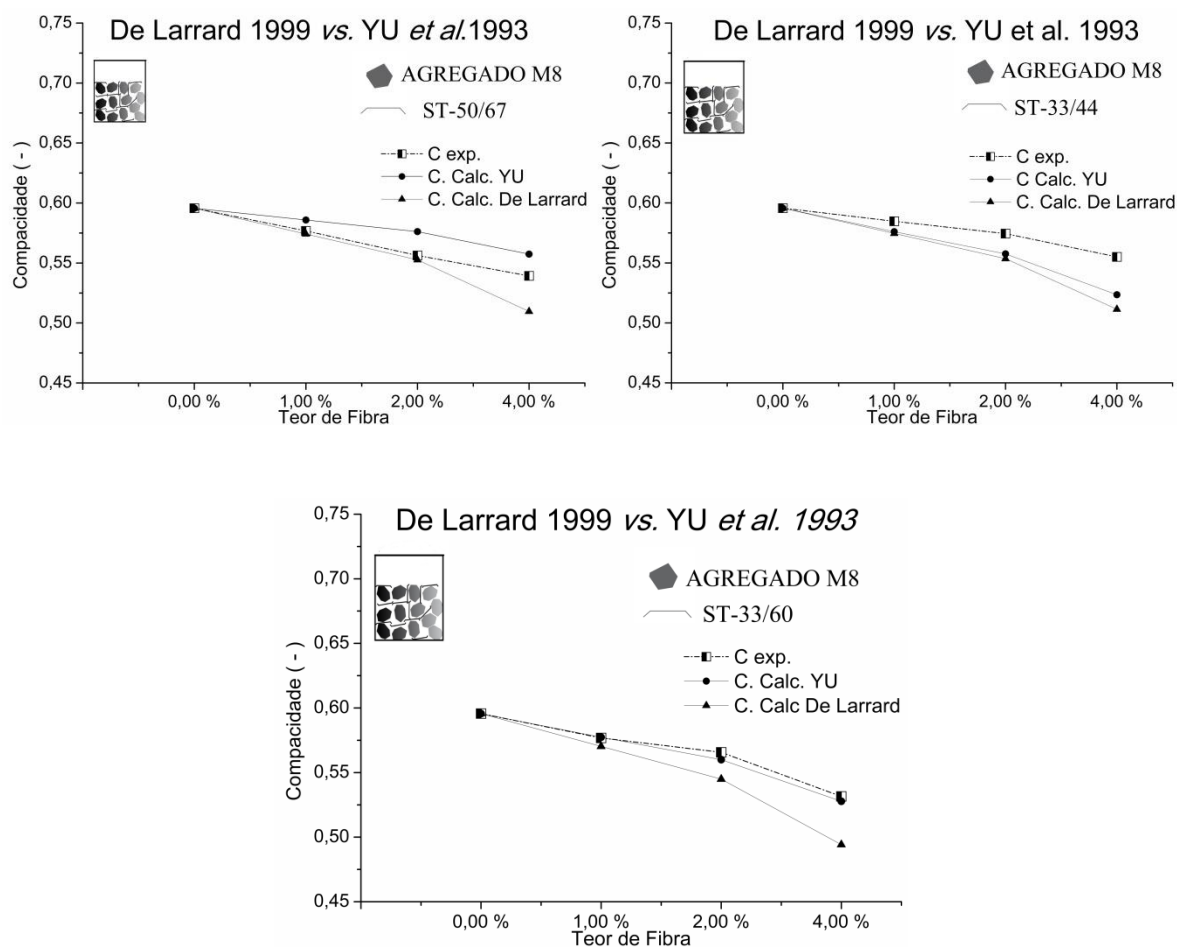


Figura 53-Compacidade experimental e as metodologias de Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999), em misturas da faixa granulométrica M8 e a fibra ST-50/67, ST-33/60 e ST-33/44.

É possível observar que para a fibra ST-33/60 e o agregado M8, os resultados obtidos adotando o diâmetro equivalente foram mais satisfatórios, com erros muito pequenos, aumentando ligeiramente a partir de 2% de fibras. Os resultados obtidos com a metodologia proposta por De Larrard (1999) também apresentaram erros pequenos, sobretudo até 1% de volume de fibra. A partir de 2% de fibra, os erros adotando o conceito de volume perturbado aumentaram, mas ainda assim foram significativamente pequenos.

Tabela 21-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M8 e as fibras ST-33/60, ST-50/67 e ST-33/44.

Teor de Fibra	Compacidade Experimental (-)			Comp. De Larrard (1999)			Comp. Yu <i>et al.</i> (1993)		
	ST-33/60	ST-50/67	ST-33/44	ST-33/60	ST-50/67	ST-33/44	ST-33/60	ST-50/67	ST-33/44
0,00%	0,5957	0,59569	0,59569	0,5957	0,59569	0,59569	0,5957	0,59569	0,59569
1,00%	0,5768	0,57673	0,58474	0,5703	0,57417	0,57462	0,5774	0,58584	0,57608
2,00%	0,5657	0,55626	0,57445	0,5449	0,55265	0,55355	0,5600	0,57621	0,55759
4,00%	0,5315	0,53928	0,55507	0,4942	0,50961	0,51141	0,5278	0,55743	0,52351

Conforme mostra a Tabela 21, os resultados apresentados pelas misturas entre as fibras ST-50/67 e ST-33/44 adotando as metodologias de Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) foram muito próximos até 2% de volume de fibra, com 4% a proposta de De Larrard (1999) apresentou em seus resultados um salto no erro tendo como referência os dados experimentais.

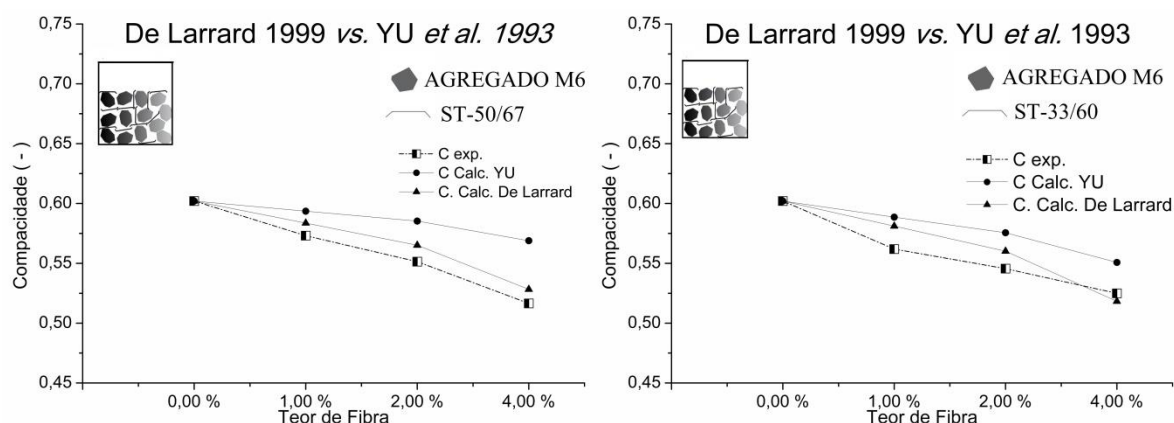


Figura 54-Compacidade experimental e as metodologias de Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M6 e as fibras ST-33/60 e ST-50/67.

Tabela 22-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M6 e as fibras ST-33/60 e ST-50/67.

Teor de Fibra	Comp. Experimental		Comp. De Larrard (1999)		Comp. Yu <i>et al.</i> (1993)	
	ST-33/60	ST-50/67	ST-33/60	ST-50/67	ST-33/60	ST-50/67
0,00%	0,6021	0,6021	0,6021	0,6021	0,6021	0,6021
1,00%	0,5619	0,5731	0,5811	0,5836	0,5886	0,5936
2,00%	0,5456	0,5514	0,5602	0,5652	0,5756	0,5853
4,00%	0,5249	0,5165	0,5183	0,5282	0,5508	0,5689

Para as misturas entre a faixa de agregado M6 e as fibras ST-50/67 e ST-33/60, as duas metodologias testadas apresentaram valores bem próximos até o teor de 2% de fibras, sendo que nesse caso com a abordagem de Yu *et al.*(1993) os erros foram se acentuando para o volume de fibra maiores que esse valor crítico.

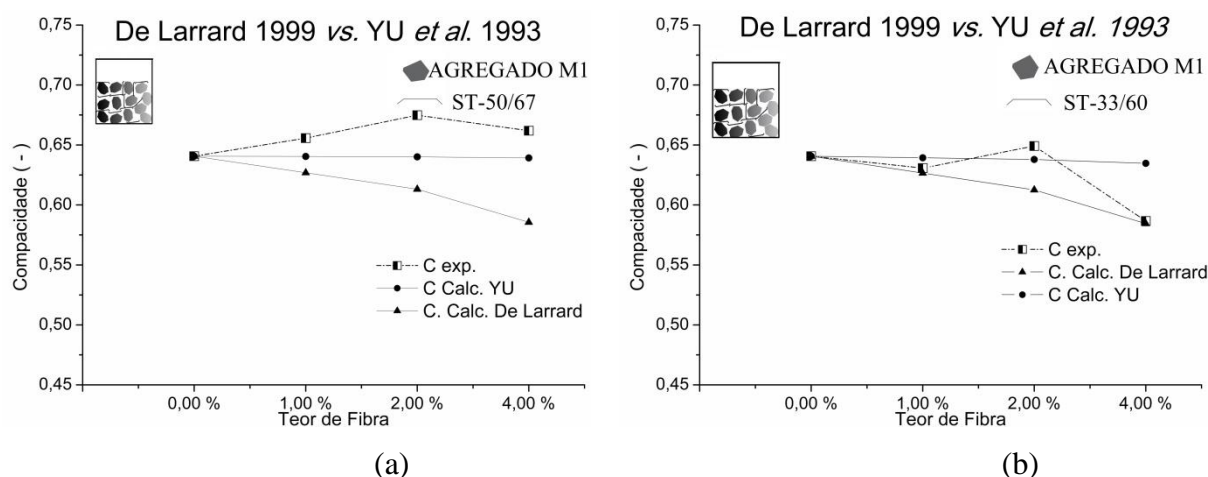


Figura 55-Compacidade experimental e as metodologias de Yu et al. (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M1 e as fibras ST-50/67 e ST-33/60.

Nas misturas binárias entre o agregado miúdo e as fibras ST-50/67 e ST-33/60, observou-se uma acentuação no erro em comparação aos resultados experimentais, sobretudo para teores de fibra maiores que 2%, entretanto os menores erros foram encontrados adotando o conceito do diâmetro equivalente proposto por Yu *et al.* (1993).

Tabela 23-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu et al. (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M8 e as fibras ST-50/67, ST-33/60, e ST-33/44.

Teor de Fibra	Compacidade Experimental (-)		Compacidade De Larrard (1999)		Compacidade Yu et al. (1993)	
	ST-33/60	ST-50/67	ST-33/60	ST-50/67	ST-33/60	ST-50/67
0,00%	0,6407	0,6407	0,6407	0,6407	0,6407	0,6407
1,00%	0,6307	0,6558	0,6266	0,6269	0,6393	0,6405
2,00%	0,6492	0,6749	0,6126	0,6131	0,6379	0,6402
4,00%	0,5866	0,6619	0,5845	0,5856	0,6347	0,6392

Com base nos resultados encontrados nas 07 misturas, sobretudo levando em conta os volumes usuais da adição de fibras no CARF, onde geralmente não se ultrapassa o volume de 2 % fibras, as duas metodologias mostraram-se eficientes para consideração do

efeito das fibras na compacidade das misturas binárias. Os resultados obtidos através das propostas de Yu *et al.*(1993) e De Larrard *et al.* (1999) apresentaram valores muito próximos dos valores experimentais encontrados para teores de até 2% de fibra. Entretanto, erros ligeiramente menores, foram encontrados com a metodologia proposta por Yu *et al.* (1993), conforme também constatou Grunewald (2004) em sua pesquisa.

4.2.3.2 Fibra sintética Duresteel

É possível observar na Figura 56 e na Tabela 24 que para a fibra SY-60/60 e o agregado M8 que as duas abordagens apresentaram valores aplicáveis, sendo que os resultados obtidos adotando o diâmetro equivalente foram mais satisfatórios, com erros muito pequenos. Os resultados obtidos com a metodologia proposta por De Larrard (1999) também apresentaram erros pequenos subestimando os resultados encontrados de compacidade, contudo, de modo que ainda poderia ser utilizado nas dosagens.

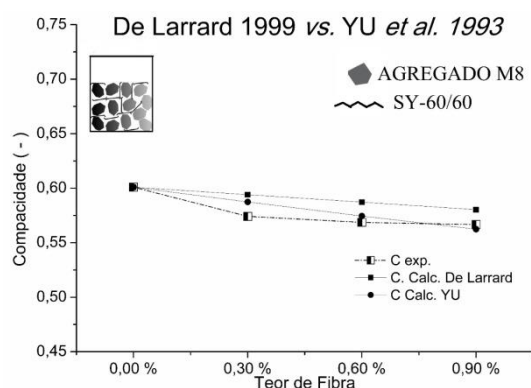


Figura 56-Compacidade experimental e as metodologias de Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M8 e as fibras SY-60/60.

Tabela 24 - Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M8 e as fibras SY-60/60.

M8			
Teor de Fibra	Compacidade Experimental SY-60/60	Compacidade De Larrard (1999) SY-60/60	Compacidade Yu <i>et al.</i> (1993) SY-60/60
0,00%	0,6009	0,6009	0,6009
0,30%	0,5742	0,5999	0,5874
0,60%	0,5686	0,5989	0,5744
0,90%	0,5666	0,5979	0,5624

Para a mistura da fibra SY-60/60 com o agregado M6 os resultados foram muito próximos, quando comparados os resultados experimentais e as abordagens proposta por Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999), conforme ilustram a Figura 57 e a Tabela 25. Ainda assim, a proposta de diâmetro equivalente apresentou resultados mais precisos, mostrando mais eficiente que o conceito do volume perturbado proposto por De Larrard (1999).

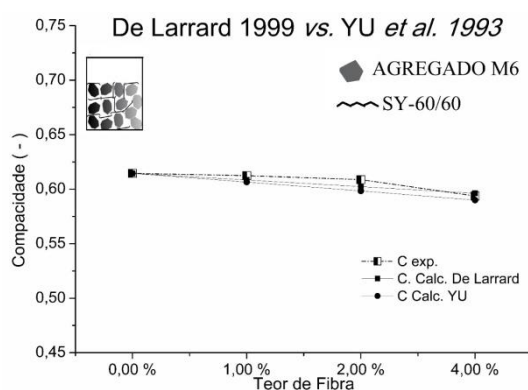


Figura 57-Compacidade experimental e as metodologias de Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M6 e as fibras SY-60/60.

Tabela 25-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M6 e as fibras SY-60/60.

M6			
Teor de Fibra	Comp. Experimental SY-60/60	Comp. De Larrard (1999) SY-60/60	Comp. Yu <i>et al.</i> (1993) SY-60/60
0,00%	0,6146	0,6146	0,61455
0,30%	0,6125	0,6085	0,60657
0,60%	0,6088	0,6023	0,59845
0,90%	0,5938	0,5962	0,59001

Já para a mistura da fibra sintética Duresteel com o agregado M1 a proposta de De Larrard (1999) apresentou valores mais próximos aos encontrados experimentalmente, conforme mostram a Figura 58 e a Tabela 26. Entretanto a adoção do diâmetro equivalente proposto por Yu *et al.* (1993) também mostrou-se aplicável, haja vista que os erros encontrados com essa abordagem também foram baixos.

Para a fibra SY-60/60 as duas abordagens mostraram-se aplicáveis, sobretudo em teores de 0,6% que é a dosagem máxima indicada pelo fabricante. Mesmo sendo afirmado por De Larrard(1999) que sua abordagem não seria tão precisa para fibras flexíveis, foram encontrados bons resultados. Entretanto, analisando todas as misturas, observou-se que a proposta da análise da fibra como uma esfera por meio de um diâmetro equivalente conforme a proposta de Yu *et al.* (1993) mostrou-se mais precisa e foi a metodologia escolhida para utilização na dosagem dos CARFs.

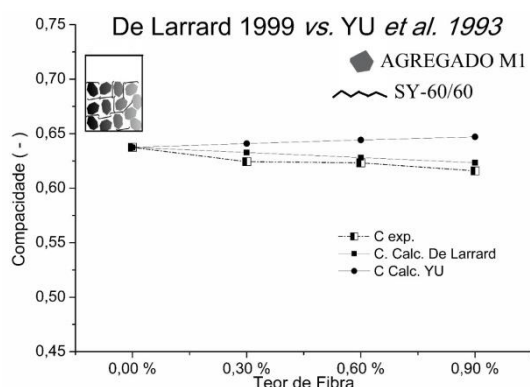


Figura 58-Compacidade experimental e as metodologias de Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) em misturas da faixa granulométrica M1 e as fibras SY-60/60.

Tabela 26-Compacidade experimental e determinadas pelas metodologias propostas por Yu *et al.* (1993) e De Larrard (1999) da mistura em o agregado M1 e as fibras SY-60/60.

M1			
Teor de Fibra	Comp. Experimental	Comp. De Larrard (1999)	Comp. Yu <i>et al.</i> (1993)
	SY-60/60	SY-60/60	SY-60/60
0,00%	0,6375	0,6375	0,6375
0,30%	0,6244	0,6328	0,6410
0,60%	0,6233	0,6281	0,6443
0,90%	0,6160	0,6234	0,6471

4.3 ESTUDO DAS DOSAGENS ADOTANDO O *BETONLAB PRO 3*

Nesse tópico será feito uma discussão sobre os traços obtidos de CARF adotando o MEC, por meio da ferramenta o software *Beton Lab Pro 3*.

4.3.1 Consumo de cimento

Com base nos resultados para o CARF de 20 MPa conforme mostra a Tabela 27, é possível observar o aumento do consumo de cimento com a inserção de fibras, sendo o menor consumo de cimento alcançado para o concreto de referência. Isso é explicado pela necessidade de preenchimento dos vazios deixados com a adição de fibra, tendo em vista a diminuição na compactidade que ela causa na mistura.

Tabela 27-Dosagem do CARF com resistência de 20 MPa.

CARF 20 MPa								
Tipo de Fibra	REF	ST-33/60		ST-50/67		ST-33/44		SY-60/60
Volume de fibra	0,00%	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,60%
Brita (kg/m ³³)	852,0	844,2	825,9	833,5	802,2	825,5	803,8	839,2
Areia (kg/m ³)	632,9	627,1	613,5	619,2	595,9	613,2	597,1	623,4
Cimento (kg/m ³)	377,5	382,1	392,1	387,9	397,9	392,4	392,9	384,7
Fíler Calcário (kg/m ³)	242,1	244,4	251,7	248,8	280,7	251,8	286,5	246,7
Superplastificante (kg/m ³)	8,9	9,0	9,2	9,1	8,0	9,2	9,5	9,02
Água (kg/m ³)	231,4	233,9	239,5	237,2	243,7	239,6	240,2	235,4
Brita (%)	56	56	56	56	56	56	56	56
Areia (%)	44	44	44	44	44	44	44	44
Saturation amount (%)	0,71	0,71	0,71	0,71	0,73	0,71	0,74	0,71
Superplastificante (%)	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,7	0,73	0,7
Água efetiva (Kg)	223,3	226	232	229,5	235,7	232,2	233,4	227,6
Ar aprisionado (%)	0,9	0,9	0,9	0,9	0,8	0,9	0,9	0,9
Relação Brita /Areia	1.346	1.346	1.346	1.346	1.346	1.346	1.346	1,346
a/c	0,591	0,591	0,592	0,592	0,592	0,592	0,594	0,592
Tensão de escoamento (Pa)	400	400	400	400	400	400	400	400
Viscosidade Plástica (Pa.s)	144	142	138	140	143	138	156	141
fc28 (MPa)	20	20	20	20	20	20	20	20
Contribuição dos finos (K'f)	3,30	3,30	3,30	3,30	3,55	3,00	3,58	3,30
Contribuição Dos agregados graúdos K'gg	0,87	0,859	0,903	0,89	0,967	1	1.006	0,881
Compacidade da mistura g*	0,7361	0,7304	0,715	0,722	0,7171	0,715	0,712	07261

Conforme o esperado a fibra ST-33/60, por ter o menor tamanho e menor diâmetro, foi a que menos aumentou o consumo de cimento. Afetando menos a compacidade quando comparada às fibras ST-50/67 e ST-33/44.

Quando comparado o mesmo tipo de fibra, para as dosagens de 0,5% e 1,0% houve um aumento no consumo de cimento de 10 kg para as fibras ST-33/60 e ST-50/67, contudo para a fibra ST-33/44 não houve variação significativa para os dois teores de fibra.

Para o concreto de 40 MPa, conforme mostra a Tabela 28, observou-se um consumo muito alto de cimento e finos em geral, acima dos 500 Kg, com um teor de finos com cerca de 630 kg para os concretos com 0,5% de fibra e de cerca de 690 kg para concretos com 1,0% de fibra. Assim como nos concretos de 20 MPa, foram observados maiores consumos de cimento com a inserção das fibras, sendo o menor consumo de cimento o concreto de referência. O aumento do teor de fibras resultou num maior consumo de cimentos nos concretos para todos os tipos de fibras.

Tabela 28-Dosagem do CARF com resistência de 40 MPa.

CARF 40 MPa								
Tipo de Fibra	REF	ST-33/60		ST-50/67		ST-33/44		SY-60/60
Volume de fibra	0,00%	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,60%
Brita (kg/m ³)	852,5	844,4	805,1	833,6	805,7	825,6	803,1	839,7
Areia (kg/m ³)	633,3	649,0	599,9	640,7	598,5	634,5	596,6	623,8
Cimento (kg/m ³)	498,5	505,0	515,3	512,6	514,7	518,6	520,3	508,1
Fíler Calcário (kg/m ³)	133,5	133,8	177,0	136,6	179,8	138,3	172,8	136
Superplastificante (kg/m ³)	9,2	9,3	10,1	9,5	10,1	9,6	9,2	9,4
Água (kg/m ³)	231,0	233,8	238,3	237,0	237,8	239,5	241,3	235
Brita (%)	56,0	56,0	55,9	56,0	56,0	56,0	56,0	56,0
Areia (%)	44,0	44,0	44,1	44,0	44,0	44,0	44,0	44,0
Saturation amount (%)	0,56	0,56	0,59	0,56	0,59	0,56	0,58	0,56
Superplastificante (%)	0,55	0,55	0,59	0,55	0,59	0,55	0,53	0,55
Água efetiva (Kg)	223,1	225,7	231,7	229,2	231,3	231,9	234,2	227,4
Ar aprisionado (%)	0,9	1,0	0,9	1,0	0,9	1,0	0,9	0,9
Relação Brita /Areia a/c	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Tensão de escoamento (Pa)	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0	400,0
Viscosidade Plástica (Pa.s)	143,0	141,0	159,0	139,0	161,0	137,0	151,0	140
fc28 (MPa)	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0	40,0
Contribuição dos finos (K'f)	3,30	3,30	3,63	3,30	3,66	3,30	3,58	3,3
Contribuição dos agregados graúdos (K'gg)	0,87	0,86	1,00	0,89	0,98	0,90	1,00	0,883
Compacidade da mistura (g*)	0,736	0,730	0,715	0,722	0,717	0,715	0,712	0,7261

4.3.2 Consumo de superplastificante

Para todos os casos o consumo de superplastificante foi muito menor que o requerido pelo software, em muitos casos com cerca de 30% a 40% do volume determinado pelo *BETONLAB Pro 3*. Isso pode ser explicado pelo fato de ser informado ao software apenas o volume de sólidos do superplastificante, sendo assim não há parâmetros qualitativos para dosagem do mesmo. Não há informações quanto ao tipo do superplastificante, tampouco quanto a sua composição química, o que acaba tratando produtos quimicamente muito

diferentes de maneira igual, além do que não consegue mensurar a eficiência do produto utilizado.

Outro motivo que pode ajudar a explicar a necessidade de uma quantidade menor de superplastificante do que a determinada pelo software *Betonlab Pro 3* para atingir a trabalhabilidade desejada, pode ser explicada pelo fato da água de absorção dos agregados ser adicionada junto com a água de amassamento na mistura. O agregado não consegue absorver toda a água para preencher seus vazios no processo de mistura, o que resulta em uma quantidade maior de água livre disponível do que a levada em conta pelo *software*.

4.4 CARACTERÍSTICAS DO CARF NO ESTADO FRESCO

Conforme pode ser visto na Tabela 29, o concreto produzido com a adição da fibra ST-33/60 apresentou os melhores resultados nos ensaios para verificação da autoadensabilidade, definidos pela NBR 15823: 2017. O CARF produzido com esta fibra alcançou em todos os ensaios, valores dentro da faixa de um concreto considerado de ampla utilização, tanto para a adição de 0,5% quanto para de 1,0%. Isso pode ser explicado pelo fato de apresentar o menor diâmetro e também o menor comprimento, o que possibilita um melhor encaixe nos agregados. Afetando menos tanto a compacidade da mistura, quanto os valores de viscosidade e tensão de escoamento.

Os concretos produzidos com a fibra ST-50/67 apresentaram um comportamento reológico um pouco pior se comparado aos CARFs com a fibra ST-33/60, mostrando uma menor fluidez e conseqüentemente um menor espalhamento. Isso pode ser explicado pelo seu maior diâmetro e comprimento, se comparada à fibra ST-33/60.

Conforme o esperado, o pior resultado foi observado para a fibra ST-33/44, por apresentar o menor fator de forma e um diâmetro maior, as fibras diminuíram a fluidez do concreto, sendo observada a formação de emaranhados com as fibras. Foram verificados menores valores de espalhamento, mostrando que essa fibra é menos indicada para a produção do CARF. Todavia o concreto ainda apresentou resultados satisfatórios nos ensaios para ser considerado autoadensável.

Tabela 29-Ensaio para verificar a autoadensabilidade do concreto de 40 MPa com base na NBR 15823 (2017b).

Tipo de fibra	ST-33/60		ST-50/67		ST-33/44		SY-60/60	REF40
Teor da fibra	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,60%	0,00%
Funil V(s)	10,86	13,18	9,96	8,84	6,94	8,82	12,06	9,09
T 500(s)	3,56	4,30	3,86	2,97	3,84	3,85	3,95	2,74
Espalhamento (mm)	675	665	645	625	620	618	645	650
Caixa L (H2/H1)	0,89	0,88	0,89	0,82	0,92	0,87	0,89	0,82

É possível observar na Tabela 30, que para todos os traços do concreto da classe de resistência de 40 MPa que o aumento no teor de fibras resultou na diminuição da fluidez do concreto e em consequência foram observados menores espalhamentos em concretos com 1% de fibra, comparados aos concretos com 0,5% de fibra. Mostrando que o incremento de fibras gera uma perturbação nas partículas e prejudicando o comportamento reológico do concreto.

Tabela 30-Ensaio para verificar a autoadensabilidade do concreto de 20 MPa com base na NBR 15823 (2017b).

Tipo de fibra	ST-33/60		ST-50/67		ST-33/44		SY-60/60	REF40
Teor da fibra	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,50%	1,00%	0,60%	0,00%
Funil V(s)	9,16	10,14	7,23	6,94	9,29	10,15	12,65	8,86
T 500(s)	2,81	4,06	2,17	2,86	2,18	3,19	4,01	2,41
Espalhamento (mm)	625	630	625	635	600	605	645	635
Caixa L (H2/H1)	0,89	0,93	0,89	0,91	0,85	0,85	0,89	0,90

Para os concretos de 20 MPa nos ensaios realizados conforme pode ser visto na Tabela 30, todos os concretos alcançaram características para serem considerados autoadensáveis, alcançado elevada fluidez e bom espalhamento.

Os piores resultados observados assim como no concreto de 40 MPa foram obtidos para a fibra ST-33/44, onde foi observado uma menor fluidez e menor espalhamento, conforme os resultados podem ser vistos nos resultados dos ensaios T500 e de espalhamento na Tabela 30. Os resultados obtidos na caixa L para esse tipo de fibra também foi o pior, sendo que foi abaixo do mínimo estabelecido por norma para um concreto autoadensável que é maior ou igual a 0,9 para a relação H1/H2.

Para o concreto de 20 MPa o comportamento entre os concretos produzidos com a fibra ST-33/60 e com a fibra ST-50/67 foi muito semelhante, sendo que essas pequenas variações podem ser advindas apenas do ajuste de superplastificante. Neste concreto o ajuste no teor de finos e do teor de superplastificante conseguiu compensar o aumento do volume de fibras, mantendo mesmo para o teor de 1% de fibras bons resultados na fluidez e no espalhamento.

Os concretos das duas classes de resistência produzidos utilizando a fibra sintética SY-60/60, apesar do número muito maior de fibras, tendo em vista a baixa densidade desta fibra, também apresentou um bom comportamento reológico, cumprindo os requisitos para ser considerado autoadensável.

4.5 COMPARAÇÃO ENTRE TRAÇOS SIMULADOS OS PARÂMETROS DO ACI 237R-07 AND RILEM TC 174-SCC

Os parâmetros previstos pelo ACI 237R-07 AND RILEM TC 174-SCC estão descritos no item 2.1. Na Tabela 31, é possível observar a dosagem para o concreto de 20 MPa obtida utilizando MEC. Como esperado, a fibra ST-33/60, de menor tamanho e menor diâmetro, foi a que menos aumentou o consumo de cimento e menos afetou a compactação quando comparada às fibras ST-50/67 e ST-33/44.

Para CARF com resistência à compressão de 30 MPa, observa-se o mesmo comportamento observado nas misturas de concreto com 20 MPa. Com as fibras ST-33/60, apresentando o menor consumo de cimento e a fibra ST-33/44, o maior consumo de cimento, por apresentar o maior fator de forma, seguido da fibra ST-50/67 que é a fibra de maior comprimento, conforme mostra na Tabela 32.

Já nos concretos com resistência a compressão de 40 MPa, como mostrado na Tabela 33, observou-se um consumo muito alto de cimento, acima de 500 kg e finos, com um total de cerca de 630 kg para concreto com 0,5% de fibra e cerca de 690 kg para concreto com 1,0% de fibra. Assim como nos concretos de 20 MPa e 30 MPa, foi observado maior consumo de cimento com a inserção de fibras, sendo que o menor consumo de cimento foi o do concreto de referência. O aumento no teor de fibras resultou em um maior consumo de cimento nos concretos para todos os tipos de fibras.

Tabela 31- Simulações realizadas utilizando o Software Betonlab Pro 3 para concretos com 20 MPa com fibras nos teores de 0,0%, 0,5%, 0,75%, 1,00% e 1,50%.

Tipo de Fibra	REF	ST-33/60					ST-50/67					ST-33/44			
Volume de Fibra	0,00%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%		
Brita (kg / m ³)	852,00	844,20	837,20	825,90	825,90	833,50	831,20	802,20	827,70	825,50	823,50	803,80	821,60		
Areia (kg / m ³)	632,90	627,10	621,90	613,50	613,50	619,20	617,40	595,90	614,90	613,20	611,70	597,10	610,30		
Cimento (kg / m ³)	377,50	382,10	386,00	392,10	404,40	387,90	389,20	397,90	403,60	392,40	393,50	392,90	407,00		
Fíler Calcário (kg / m ³)	242,10	244,40	247,10	251,70	240,70	248,80	249,60	280,70	239,70	251,80	252,50	286,50	242,00		
Superplastificante (kg / m ³)	8,90	9,00	9,05	9,20	9,24	9,10	9,13	8,00	9,21	9,20	9,23	9,50	9,29		
Água (kg / m ³)	231,40	233,90	236,10	239,50	239,40	237,20	237,90	243,70	239,00	239,60	240,30	240,20	240,80		

Tabela 32- Simulações realizadas utilizando o Software Betonlab Pro 3 para concretos com 30 MPa com fibras nos teores de 0,0%, 0,5%, 0,75%, 1,00% e 1,50%.

Tipo de Fibra	REF	ST-33/60					ST-50/67					ST-33/44			
Volume de Fibra	0,00%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%		
Brita (kg / m ³)	852,20	844,40	837,40	826,10	802,90	833,70	806,90	827,90	827,90	825,70	823,70	821,80	821,80		
Areia (kg / m ³)	633,10	627,30	622,10	613,70	596,50	619,30	599,40	615,00	615,00	613,40	611,90	610,50	610,50		
Cimento (kg / m ³)	425,00	430,20	434,60	441,50	457,90	436,70	437,50	440,50	453,00	441,80	443,10	444,30	456,80		
Fíler Calcário (kg / m ³)	199,50	201,30	203,50	207,40	228,00	205,00	249,20	206,50	195,40	207,50	208,00	208,60	197,40		
Superplastificante (kg / m ³)	9,00	9,10	9,20	9,35	8,43	9,25	9,92	9,33	9,36	9,35	9,38	9,41	9,45		
Água (kg / m ³)	231,20	233,80	235,90	239,30	242,40	237,00	236,90	238,80	238,80	239,50	240,10	240,70	240,60		

Tabela 33- Simulações realizadas utilizando o Software Betonlab Pro 3 para concretos com 30 MPa com fibras nos teores de 0,0%, 0,5%, 0,75%, 1,00% e 1,50%.

Tipo de Fibra	REF	ST-33/60				ST-50/67				ST-33/44			
Volume de Fibra	0,00%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%	0,50%	0,75%	1,00%	1,50%
Brita (kg / m ³)	852,50	844,40	829,60	805,10	805,20	833,60	806,90	805,70	805,50	825,60	804,40	803,10	803,70
Areia (kg / m ³)	633,30	649,00	616,30	599,90	598,20	640,70	599,40	598,50	598,40	634,50	597,60	596,60	597,00
Cimento (kg / m ³)	498,50	505,00	510,50	515,30	515,70	512,60	512,80	514,70	515,60	518,60	517,10	520,30	518,20
Fíler Calcário (kg / m ³)	133,50	133,80	150,00	177,00	178,50	136,60	182,40	179,80	178,80	138,30	176,60	172,80	175,10
Superplastificante (kg / m ³)	9,20	9,30	9,61	10,10	9,78	9,50	9,79	10,10	9,50	9,60	9,85	9,20	10,23
Água (kg / m ³)	231,00	233,80	235,30	238,30	238,60	237,00	237,10	237,80	238,70	239,50	239,30	241,30	239,50

Observou-se que todos os concretos da classe de resistência de 20 MPa, o volume absoluto de agregado graúdo esteve da faixa citada pela ACI 237-07, enquanto que para o RILEM TC174, algumas misturas estavam fora dos limites impostos pela norma quanto à esse quesito, o mesmo comportamento foi observado em concretos com resistência à compressão de 30MPa e 40 MPa, os resultados são mostrados na Figura 59.

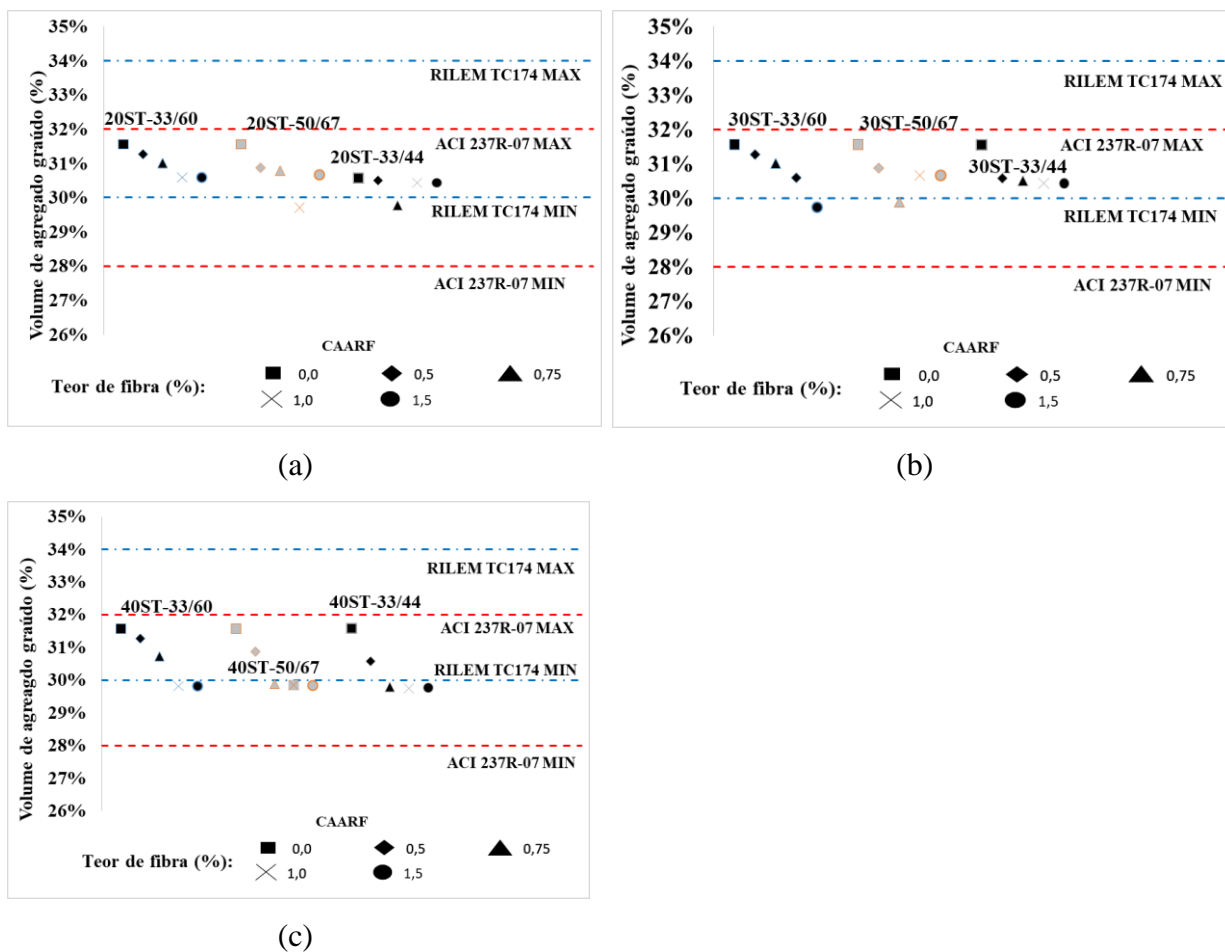
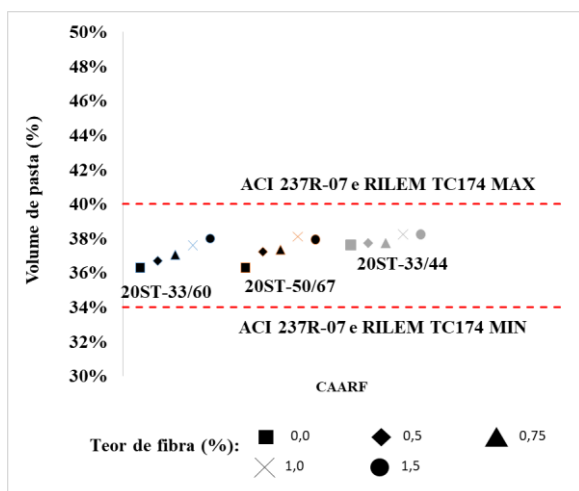
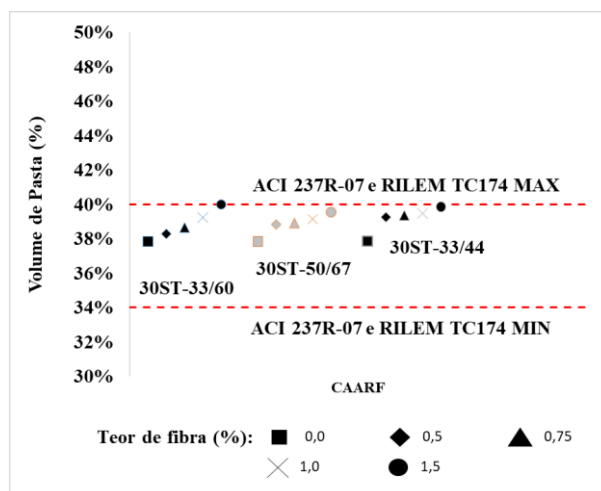


Figura 59-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 do volume de agregado graúdo dos concretos, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa

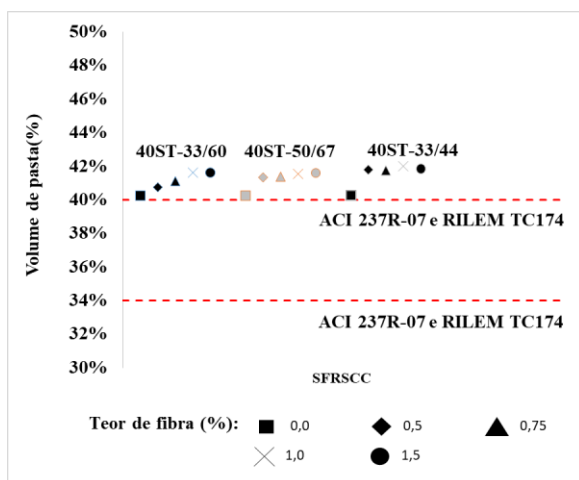
A fração de pasta para o concreto das classes de resistência de 20 MPa e 30 MPa ficaram dentro dos limites estabelecidos pela ACI 237R-07 e RILEM TC 174-SCC. Para os traços de concreto da classe de resistência igual a 40 MPa, a fração de pasta foi superior ao limite indicado por ACI 237R-07 E RILEM TC 174-SCC em todas as misturas de concreto, conforme é ilustrado na Figura 60.



(a)



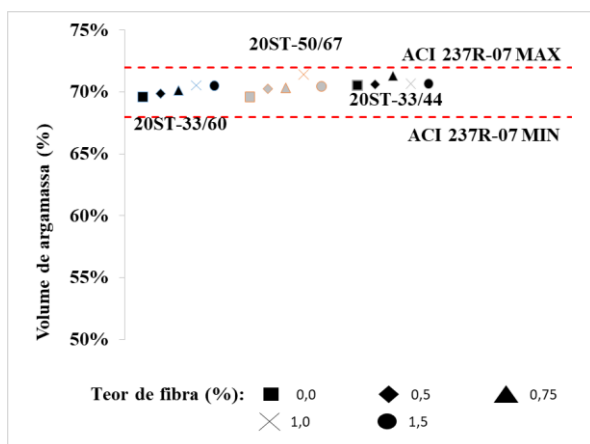
(b)



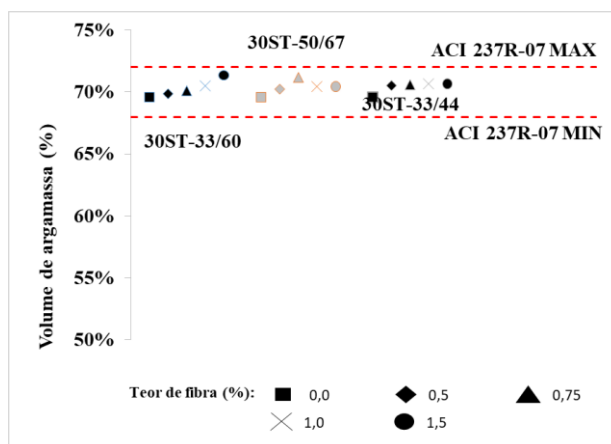
(c)

Figura 60-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e o volume de pasta dos traços, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa

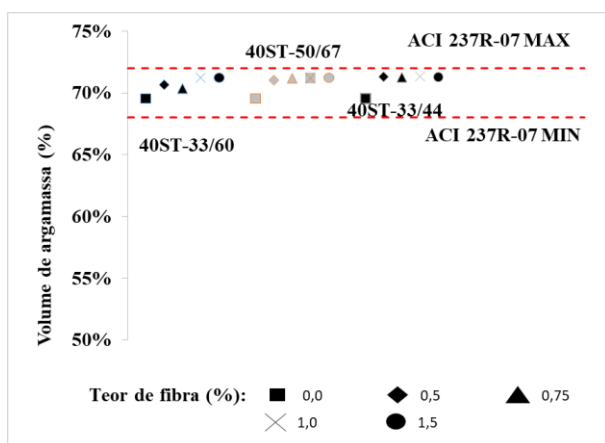
A fração de argamassa esteve dentro da faixa estabelecida por ACI 237R-07 (2007) nos concretos de todas as classes de resistências à compressão, para todos os tipos e conteúdos de fibras, como mostra a Figura 61. As misturas de concreto de 40 MPa, mesmo com o alto consumo de cimento, apresentou a fração de argamassa dentro do previsto pelo ACI 273R-07 para concretos autoadensáveis. Isso pode ser explicado pela redução no consumo de filtro de calcário.



(a)



(b)



(c)

Figura 61-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e o volume de argamassa, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa

O consumo de cimento foi muito superior ao máximo indicado pelos parâmetros das normas nos concretos das classes de resistência à compressão iguais a 40 MPa, conforme mostra a Figura 62. Por outro lado, o consumo de cimento nas misturas de concreto de 20 MPa e 30 MPa mantiveram-se dentro dos limites fornecidos pelo ACI 237R-07 (2007) para concreto autoadensável.

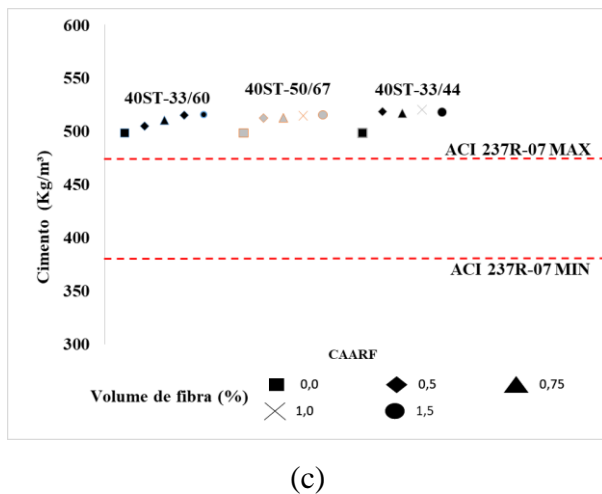
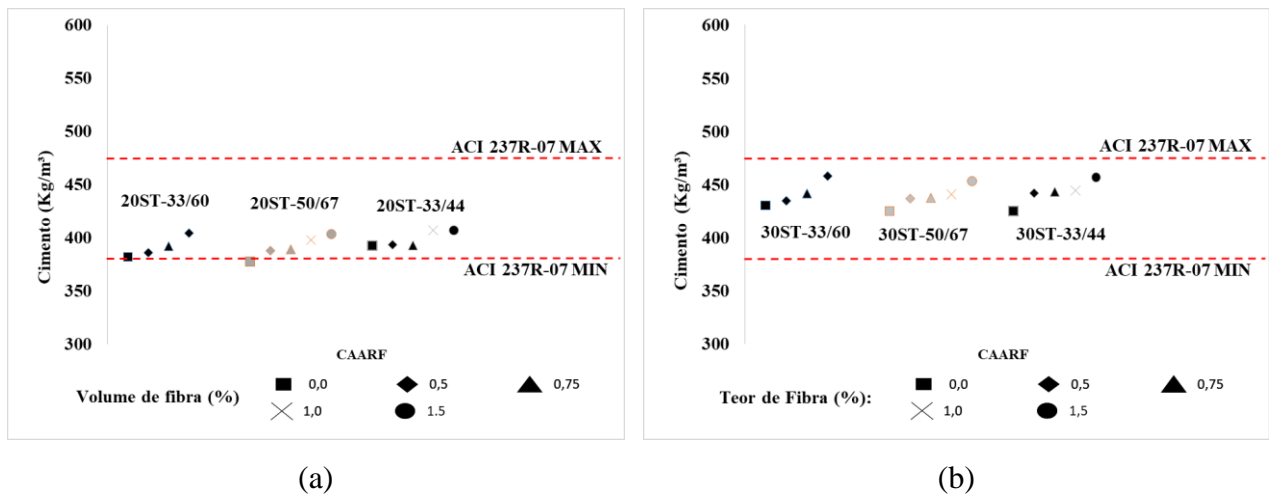


Figura 62-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e o volume de argamassa, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa.

A relação água-cimento obtida, conforme pode ser visto na Figura 63, esteve dentro do previsto pelo ACI 273R-07 para concretos autoadensáveis, nos CARFs de todas as classes de resistência simuladas, para todos os tipos de fibras utilizadas. Vale ressaltar que o consumo de água foi superior ao esperado em todas as misturas de concreto analisadas.

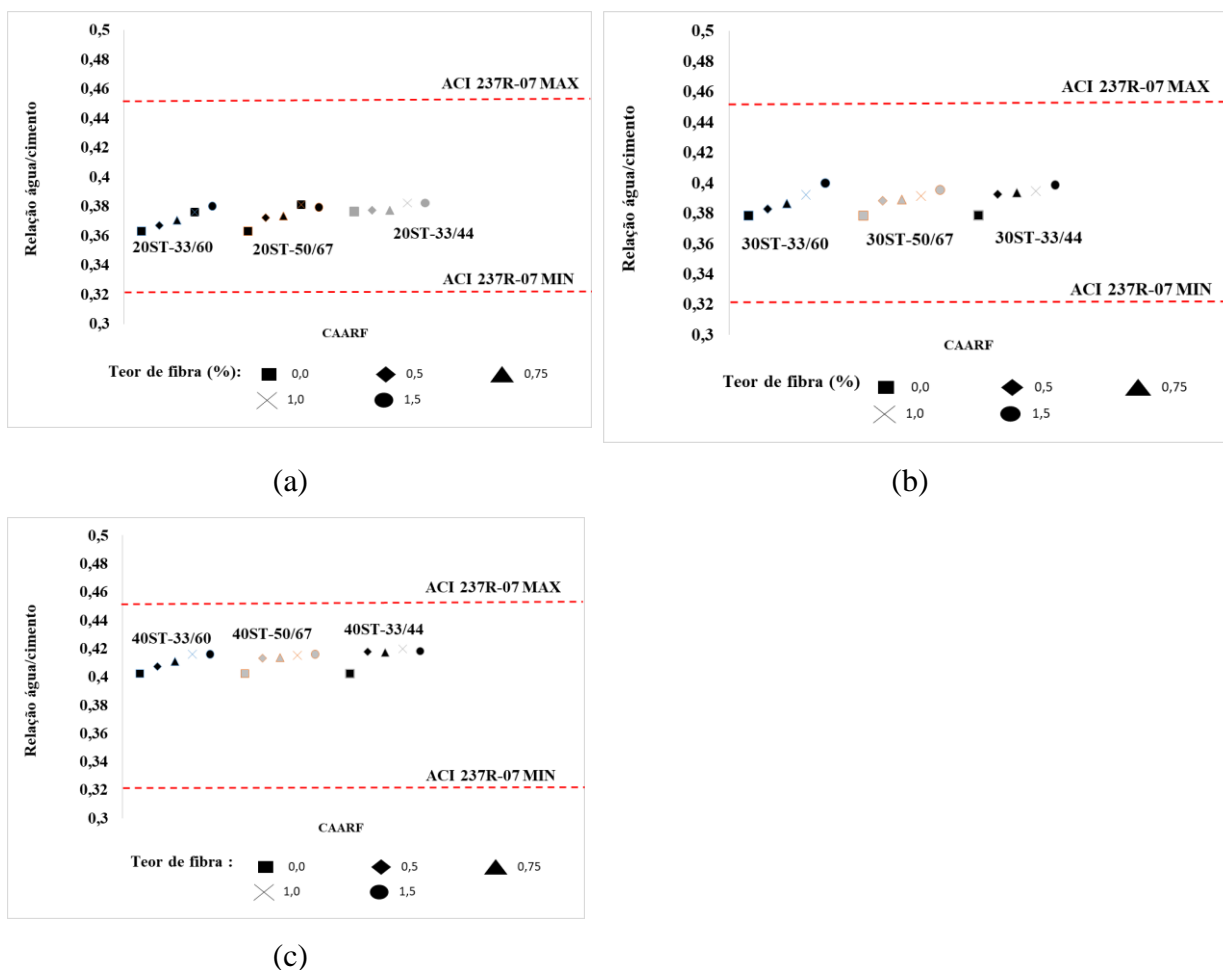


Figura 63-Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e a relação água/cimento, onde (a) CARF de 20 MPa, (b) CARF de 30 MPa e (c) CARF de 40 MPa.

Com base nos resultados obtidos foi possível observar que os parâmetros fornecidos pelo ACI e RILEM forneceram boas referências para a dosagem experimental da composição da mistura CARF para concretos autoadensáveis reforçados com fibra de aço com uma classe de resistência à compressão de 20 MPa e 30 MPa. Isso mostra que eles podem ser utilizados para dosagens de concreto autoadensáveis, adotando os materiais adotados na pesquisa, para essas classes de resistência. Por outro lado, o CARF da classe de resistência de 40 MPa apresentou alguns parâmetros analisados fora das faixas fornecidas pelas normas, mostrando que eles não fornecem uma referência confiável para as dosagens deste CARF.

4.6 CARACTERÍSTICAS DO CARF NO ESTADO ENDURECIDO

Nesse tópico foram discutidos os resultados obtidos pelos CARFs nos ensaios de compressão e flexão a três pontos.

4.6.1 Resistência à compressão do CARF

As Tabela 34 e Tabela 35 mostram os resultados obtidos no ensaio de compressão dos CARFs. Apesar das variações encontradas nos diferentes concretos, não foi verificado grandes alterações promovidas pela adição de fibras na resistência do concreto quanto à compressão, tendo em vista que para diferentes tipos de fibras houveram ajustes nos traços. O mesmo foi observado nos concretos produzidos por Hu *et al.* (2019), onde não foi observado influência significativa da adição de fibras na resistência à compressão do concreto.

Observa-se uma ligeira diminuição na resistência dos concretos de 20 MPa quando comparada à resistência dos concretos com fibra em relação ao concreto de referência. Isso pode ser explicado pelas pequenas falhas de concretagens oriundas da concentração de fibras. A utilização de corpos de prova de 10 cm x 20 cm conforme pode ser visto na Figura 64, como foi o caso desta pesquisa, pode agravar tal problema. Todavia como pode ser visto nos resultados da Tabela 34, observa-se que nesta pesquisa esse efeito causado pela aglomeração das fibras não foi tão significativo.



Figura 64-Amostras cilíndricas de 10 x 20 cm utilizados nos ensaios de resistência à compressão.

Tabela 34-Resistência à compressão dos CARFs de 20 MPa.

	20-05ST- 33/60	20-1ST- 33/60	20-05ST- 50/67	20-1ST- 50/67	20-05ST- 33/44	20-1ST- 33/44	20-06SY- 60/60	REF
CP1	23.89	25.18	23.34	21.54	22.09	22.61	23.42	25.29
CP2	24.58	24.74	23.32	22.59	25.82	22.93	22.86	25.91
CP3	25.17	24.07	24.94	21.54	25.57	22.43	22.94	24.89
CP4	24.55	24.66	23.13	22.59	21.88	22.54	23.07	25.36
Média	24.55	24.66	23.68	22.07	23.84	22.63	23.07	25.36

Para os concretos autoadensáveis reforçados com fibras de 40 MPa, observou-se que algumas misturas apresentaram uma resistência maior que a do concreto de referência, isso pode ser explicado pelo maior consumo de cimento destes traços. Nos concretos com a fibra ST-33/44 observou-se uma redução mais evidente na resistência à compressão quando comparado aos outros concretos, sobretudo no teor de 1,0% desta fibra.

Tabela 35-Resistência à compressão dos CARFs de 40 MPa.

	40-05ST- 33/60	40-1ST- 33/60	40-05ST- 50/67	40-1ST- 50/67	40-05ST- 33/44	40-1ST- 33/44	40-06SY- 60/60	REF
CP1	43.57	46.20	41.64	42.36	38.00	35.05	39.92	40.55
CP2	43.41	45.92	42.44	42.34	37.75	36.66	39.66	42.16
CP3	43.14	44.77	42.14	41.74	37.35	36.33	40.14	40.14
CP4	42.97	45.52	41.56	42.26	37.70	35.27	39.91	40.95
Média	43.27	45.61	41.94	42.17	37.70	35.83	39.91	40.95

A diminuição na resistência dos concretos adotando a fibra ST-33/44 pode ser explicado pela sua tendência maior a aglomerar-se, conforme foi observado nos ensaios deste trabalho que caracterizaram o comportamento reológico dos concretos.

4.6.2 Ensaio de Flexão a três pontos (3PBT)

Nos ensaios de flexão em 3 pontos na maioria das amostras observou-se no modo de ruptura uma única fissura, sobretudo nos concretos com o volume de fibra menor. Em alguns casos, onde as fibras ofereceram menor reforço ao concreto essa fissura foi quase que vertical como pode ser visto na Figura 65a. Nas amostras onde as fibras ofereceram maior reforço observou-se que a fissura desviou-se, conforme pode ser visto nas figuras Figura 65b e Figura 65c, fato observado na maioria das vezes nos concretos com 1,0% de fibra. Em

alguns casos isolados observou-se o aparecimento de múltiplas fissuras na região da aplicação da carga, como pode ser visto na Figura 65d.

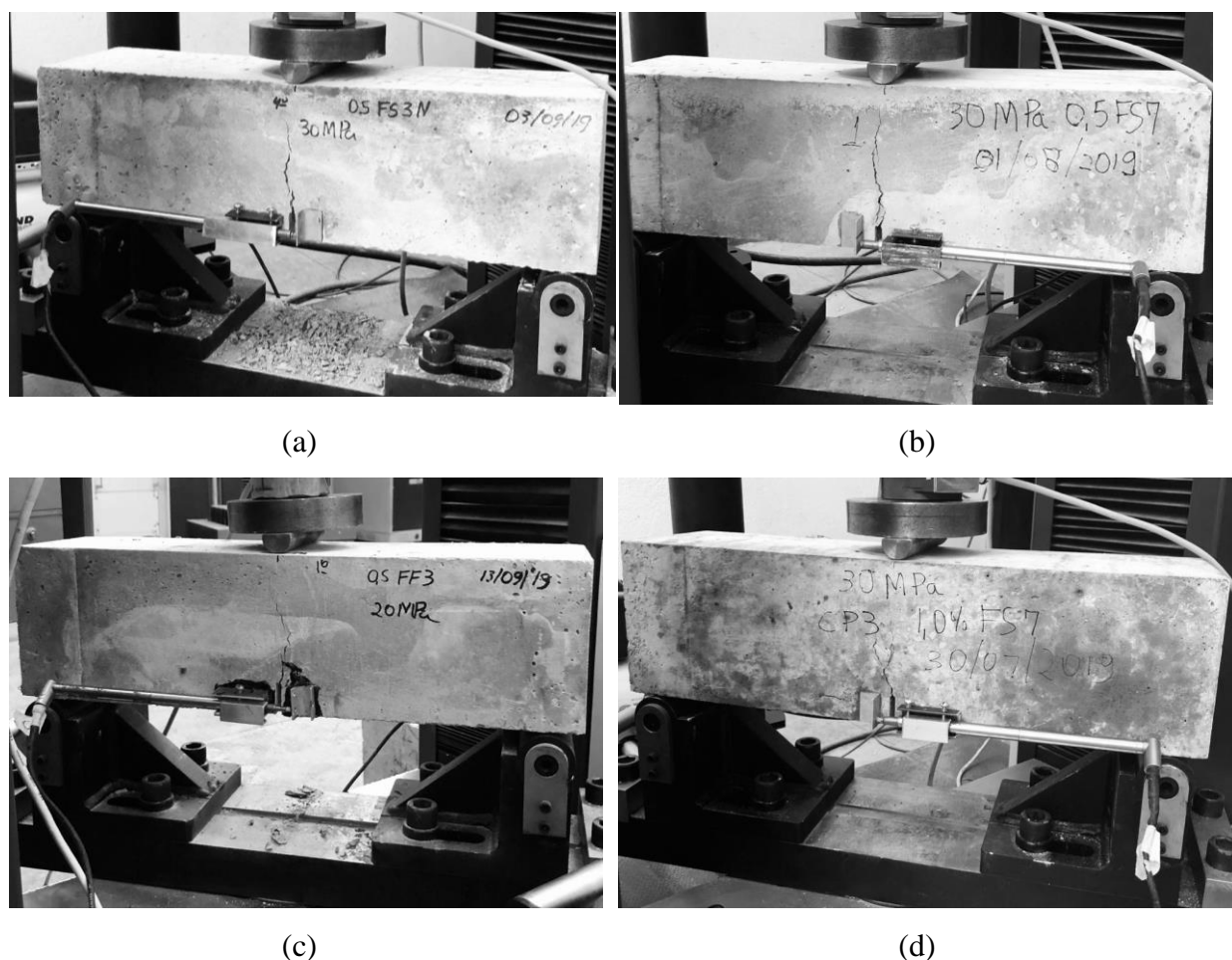


Figura 65-Tipos de ruptura observados no ensaio de flexão a três pontos. (a) uma única fissura vertical, (b) e (c) desvio das fissuras, (d) múltiplas fissuras em uma região central.

A média dos valores obtidos no ensaio de flexão em pontos e a envoltória formada pelo maior e menor valor encontrado, versus curvas CMOD estão ilustrados nas Figura 66, Figura 67, Figura 68 e Figura 69. A Tabela 36 mostra um resumo dos parâmetros que caracterizam o comportamento pós-fissuração do concreto, apresentando a média, e a covariância encontrada entre as amostras.

É possível observar na Figura 66, Figura 67, Figura 68 uma dispersão significativa dos resultados obtidos no CARF, o que é comum para esse tipo de concreto tendo em vista a impossibilidade de garantir que as fibras estejam bem distribuídas e orientadas de maneira a oferecer o máximo reforço possível, tal fato também foi observado em outras pesquisas

realizadas com concretos reforçados com fibras (BANTHIA *et al.* , 2014; CARRILLO *et al.* , 2017; CONFORTI *et al.*, 2017; CORREAL *et al.* , 2018).

Para a fibra ST-33/60 é possível observar que houve uma variação entre os valores encontrados no ensaio de flexão em 3 pontos menos significativa, onde a envoltória dos resultados obtidos nas 4 amostras de cada concretagem apresentou uma menor dispersão da média. Isso pode ser explicado pelo fato de os concretos produzidos com essa fibra terem apresentado as melhores características quando analisado seu comportamento no estado fresco, garantindo que o concreto tenha ficado mais homogêneo.

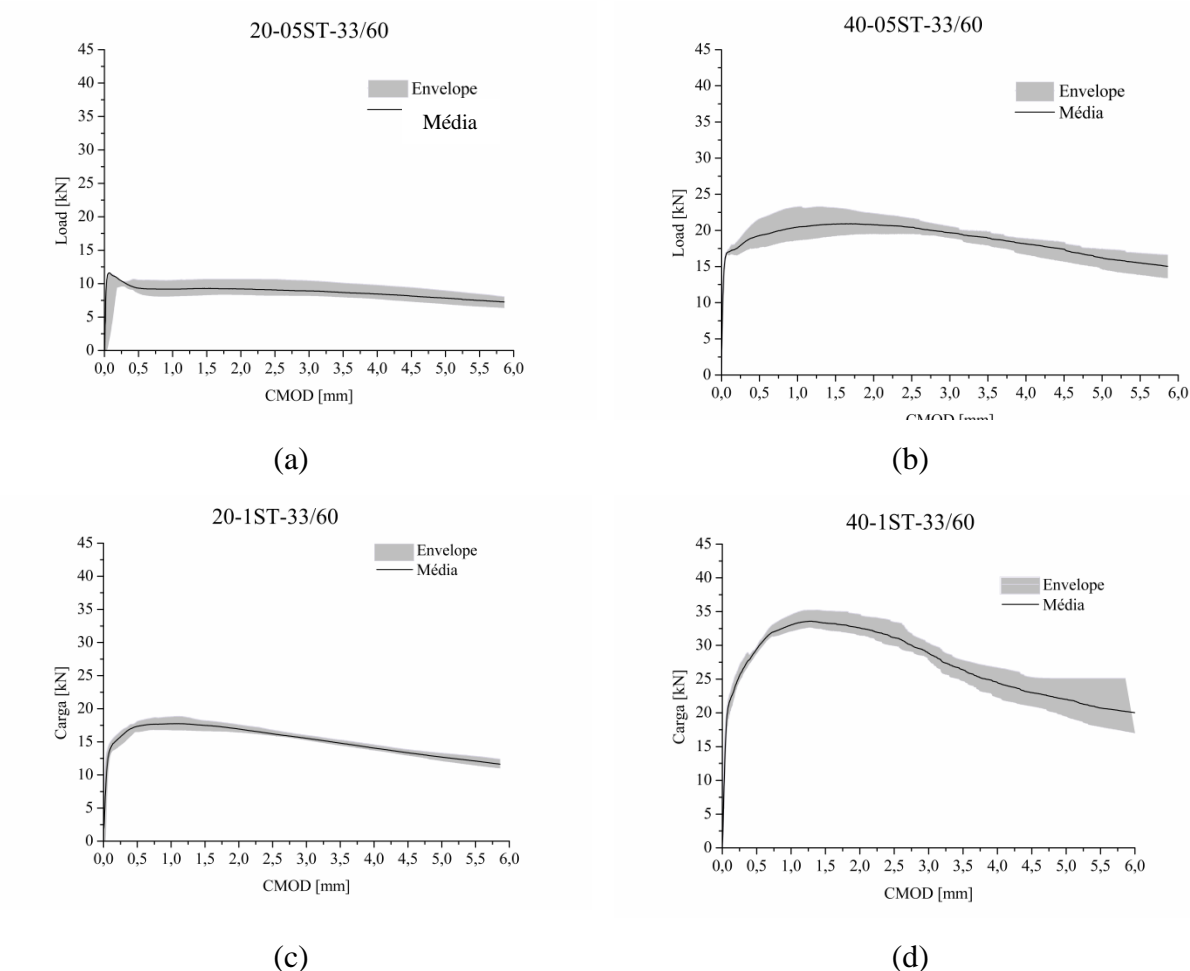


Figura 66-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra de aço ST-33/60.

Nos concretos 20-05ST-33/60 e 20-1ST-33/60, conforme pode ser visto nas Figura 66a e na Figura 66c e na Tabela 36 é possível observar o aumento das resistências residuais alcançadas com a adição de fibras. Com o aumento de teor de fibra de 0,5% para 1,0 % observou-se um aumento de 87,25% nos valores de $f_{R,I}$, que cresceu de 3,06 MPa para 5,73

MPa e de 67,88% no $f_{R,3}$ que variou de 3,02 MPa para 5,07 MPa. O mesmo foi visto entre os concretos 40-05ST-33/60 e 40-1ST-33/60 ilustrado na Figura 66b e Figura 66d e na Tabela 36, onde o $f_{R,1}$ aumentou de 6,17 MPa para 9,42 MPa, um crescimento de 52,67% e o $f_{R,3}$ que variou de 6,54 MPa para 9,96 MPa o que representa um aumento de 52,29%.

Entre concretos com o mesmo teor de fibras, é possível observar o impacto da resistência da matriz no aumento da tenacidade do concreto como pode ser visto ao comparar a Figura 66a e Figura 66b e os resultados da Tabela 36. Comparando o comportamento pós-fissuração do concreto 20-05ST-33/60 com o 40-05ST-33/60, houve um aumento de 3,06 para 6,17 MPa no $f_{R,1}$, o que representa um acréscimo de 101,63% e o $f_{R,3}$ aumentou 116,56% variando de 3,02 MPa para 6,54 MPa. O mesmo pode ser visto entre os concretos 20-1ST-33/60 e 40-1ST-33/60 onde o $f_{R,1}$ aumentou de 5,73 MPa para 9,42 MPa e o $f_{R,3}$ de 5,07 MPa para 9,96 MPa, o que representa um aumento de 64,40% e 96,45 % respectivamente.

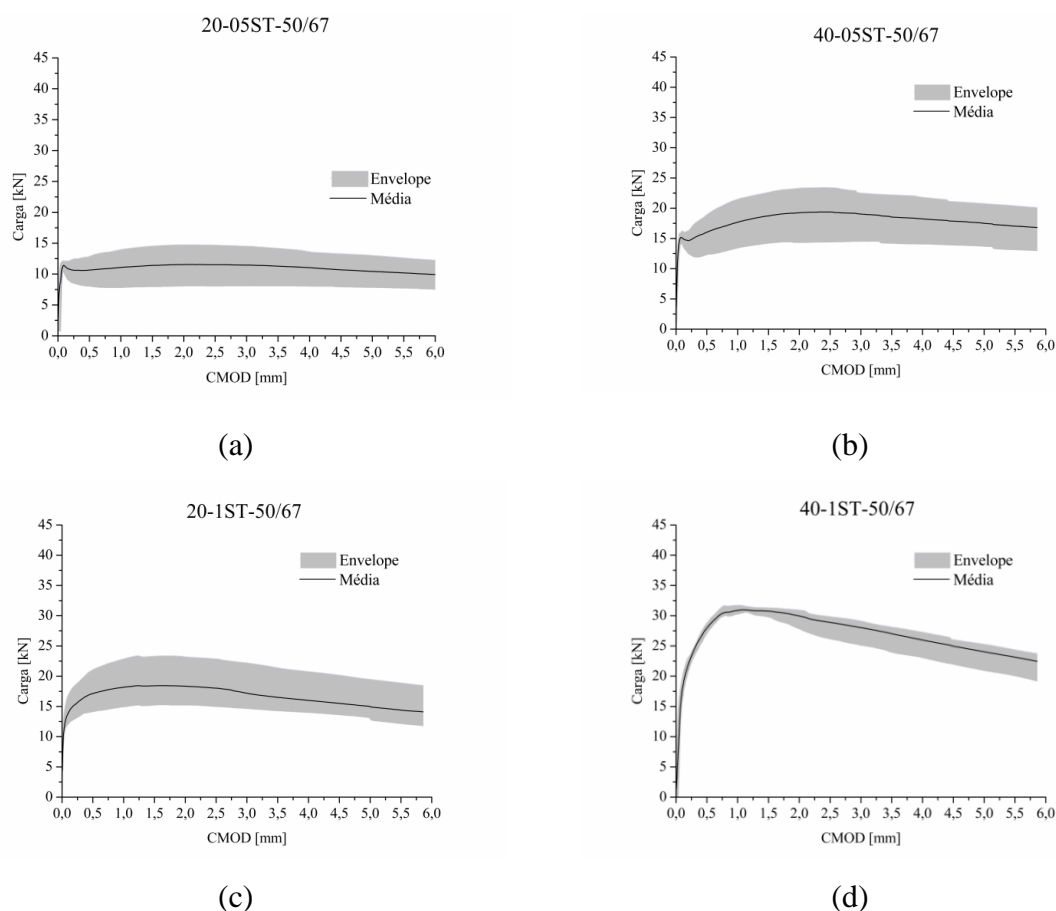


Figura 67-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra de aço ST-50/67.

Para as fibras ST-50/67 comparando os concretos de 20MPa mostrados Figura 67a e na Figura 67c o mesmo comportamento pode ser observado, onde o acréscimo de fibras resultou num aumento significativo na resistência pós-fissuração. O $f_{R,1}$ cresceu de 3,69 MPa para 5,48 MPa, acréscimo de 48,51% e o $f_{R,3}$ de 4,05 MPa para 5,77 MPa o que significou um aumento de 42,47 %. Para os concretos de 40 MPa o $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$ aumentaram 62,14% e 37,30 % respectivamente, quando o teor de fibras aumentou de 0,5% para 1,0 %.

Comparando os concretos com mesmo teor de fibra variando a resistência da matriz de 20 MPa para 40 MPa para a fibra ST-50/67 quando volume de fibra utilizado foi de 0,5 %, observou-se um ganho de tenacidade significativo no $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$, na ordem de 49,69% e 66,17% respectivamente. O mesmo foi verificado comparando os concretos com as resistências supracitadas com teores de 1,0% desta fibra e de maneira ainda mais significativa, onde o $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$ cresceram 63,32% e 72,62%. Venkateshwaran *et al.* (2018) encontrou uma relação muito forte na capacidade de reforço das fibras com a resistência da matriz, onde a

capacidade de ancoragem das fibras oferecida pela matriz do concreto é essencial para que as fibras possam ser exigidas mecanicamente de maneira plena.

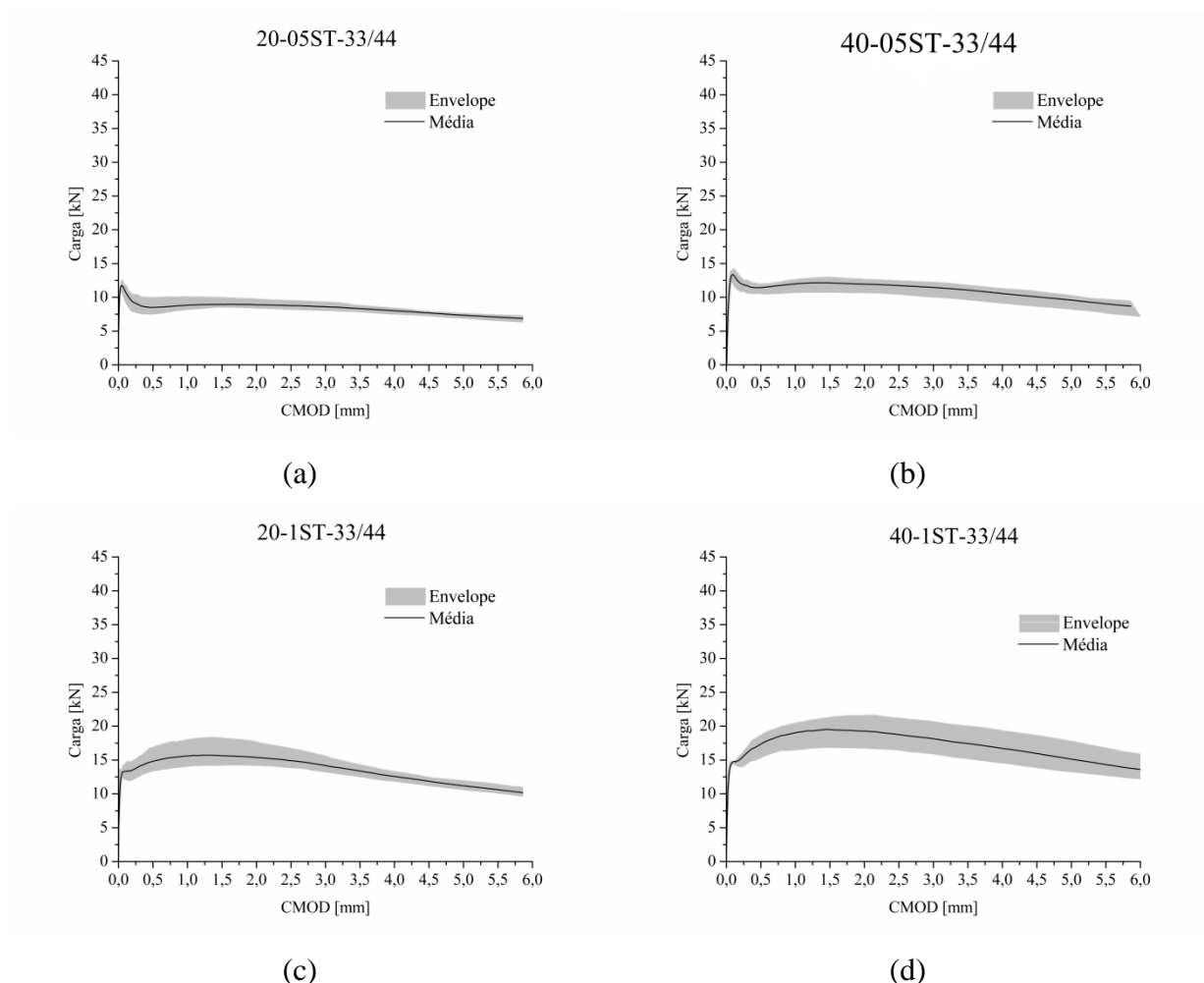


Figura 68-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra de aço ST-33/44.

Para a fibra ST-33/44 a variação do teor de 0,5% para 1,0% no concreto de 20 MPa conforme pode ser visto na Figura 68a e Figura 68c e na Tabela 36, resultou num aumento do valor de $f_{R,1}$ 2,72 MPa para 4,74 MPa e $f_{R,3}$ de 2,81 MPa para 4,77 MPa. O que representa 74,26% e 69,75% respectivamente. Na comparação entre os concretos de 40 MPa com esta fibra mostrado na Figura 68b e Figura 68d o $f_{R,1}$ aumentou de 3,66 MPa para 5,82 MPa e o $f_{R,3}$ aumentou de 3,75 MPa para 5,94 MPa.

Nos concretos com esta tipologia de fibra quando a comparação é realizada para teores iguais de fibra e variando a resistência da matriz de 20 MPa para 40 MPa, observou-se ganhos nas resistência residuais para os parâmetros $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$, na ordem de 34,56% e 33,45%

respectivamente para um teor de 0,5% de fibras. Já nos concretos com teores de 1,0% desta fibra o $f_{R,1}$ e $f_{R,3}$ cresceram 22,78% e 24,53% respectivamente.

Quando comparados os concretos de mesma resistência e mesmo teor de fibra, variando a tipologia das mesmas, observa-se que a fibra ST-33/60 apresentou os melhores resultados. Isso pode ser explicado pelo fato desta fibra apresentar uma maior quantidade de fibras por grama, fazendo com que uma quantidade maior de fibras transpasse as fissuras. Além disso, esta fibra apresentar um elevado fator de forma. Os concretos produzidos com a fibra ST-50/67 também apresentou bons resultados, o tamanho superior desta fibra faz com que sua ancoragem na matriz seja mais efetiva e que ela possa fornecer um bom reforço ao CARF.

Entre as fibras ST-33/44 e ST 33/60, apesar de apresentarem o mesmo tamanho, a fibra ST-33/60 garantiu maiores valores de resistência residual aos concretos por apresentar um maior fator de forma. O mesmo foi observado por Abbas *et al.* (2018) que verificou que entre concretos com a mesma resistência da matriz e fibras com o mesmo comprimento, o fator de forma terá um impacto nos valores de resistência residuais alcançados, onde maiores fatores de forma contribuirão para maiores valores de resistência.

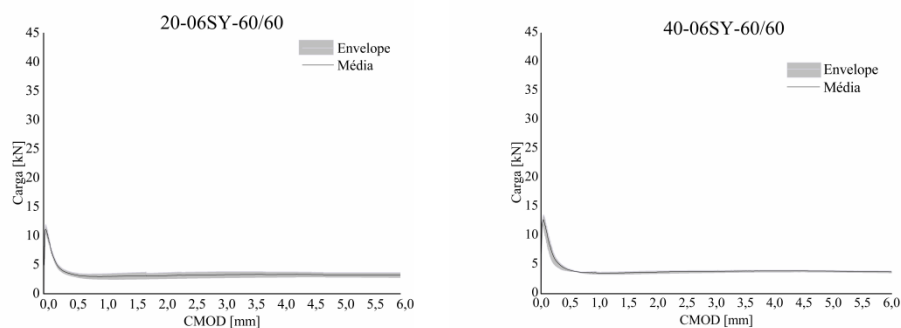


Figura 69-Gráficos CMOD (mm) vs. Carga (kN) do ensaio de flexão a três pontos para a fibra sintética SY-60/60.

Os concretos de 20 MPa e 40 MPa com a fibra sintética, conforme pode ser visto na Tabela 36, apresentaram baixos valores de resistências residuais e os valores se mantiveram quase que constantes de $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$. O aumento, quando comparado os concretos de 20 MPa e 40 MPa desta fibra foi de 19,26% para o $f_{R,1}$ e de 10,90% para o $f_{R,3}$. O mesmo foi constatado nas pesquisas de Banthia and Soleimani (2005) e Wang *et al.* (2019), onde não foram alcançados resultados significativos de ganhos de resistências residuais em concretos reforçados com fibras de blenda de poliolefina.

Tabela 36 – Média dos valores dos parâmetros que caracterizam o comportamento pós-fissuração para os CARFs produzidos.

Tipo de concreto		$f_{fct,L}$ [MPa]	f_{ct} ($0.7 * f_{fct,L}$) [MPa]	Tensões residuais de tração à flexão			
				$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]
20-05ST-50/67	Avg.	3,68	2,58	3,69	4,01	4,05	3,95
	CoV	4,4%	4,4%	20,1%	24,3%	24,0%	23,3%
20-1ST-50/67	Avg.	3,97	2,78	5,48	5,89	5,77	5,28
	CoV	14,8%	14,8%	18,9%	20,1%	18,2%	19,4%
20-05ST-33/60	Avg.	3,07	2,15	3,06	3,07	3,02	2,86
	CoV	16,9%	16,9%	8,5%	10,5%	10,8%	9,8%
20-1ST-33/60	Avg.	3,92	2,75	5,73	5,58	5,07	4,57
	CoV	10,4%	10,4%	4,4%	4,9%	5,7%	7,8%
20-05ST-33/44	Avg.	3,76	2,63	2,72	2,86	2,81	2,66
	CoV	8,1%	8,1%	12,6%	8,1%	6,6%	5,1%
20-1ST-33/44	Avg.	4,17	2,92	4,74	5,01	4,77	4,28
	CoV	6,6%	6,6%	10,3%	11,6%	8,6%	5,8%
20-06SY-60/60	Avg.	3,46	2,42	1,09	1,03	1,10	1,11
	CoV	7,1%	7,1%	10,9%	20,0%	19,3%	17,1%
40-05ST-50/67	Avg.	4,87	3,41	5,52	6,48	6,73	6,40
	CoV	3,9%	3,9%	9,6%	11,2%	10,8%	10,0%
40-1ST-50/67	Avg.	4,07	2,85	8,95	9,84	9,24	8,65
	CoV	37,7%	37,7%	2,9%	2,3%	6,3%	7,6%
40-05ST-33/60	Avg.	5,17	3,62	6,17	6,68	6,54	6,06
	CoV	2,4%	2,4%	9,0%	7,9%	4,7%	4,1%
40-1ST-33/60	Avg.	5,28	3,69	9,42	10,66	9,96	8,44
	CoV	10,7%	10,7%	1,6%	3,9%	5,2%	4,8%
40-05ST-33/44	Avg.	4,10	2,87	3,66	3,88	3,75	3,54
	CoV	6,1%	6,1%	5,6%	8,3%	7,8%	9,0%
40-1ST-33/44	Avg.	4,41	3,08	5,82	6,31	5,94	5,46
	CoV	6,2%	6,2%	3,6%	7,9%	12,5%	15,2%
40-06SY-60/60	Avg.	4,27	2,99	1,30	1,16	1,22	1,25
	CoV	2,4%	2,4%	4,9%	6,7%	6,2%	5,1%

É possível observar nas Figura 66, Figura 67 e Figura 68, que a dispersão entre os valores encontrados nos corpos de prova é maior após a fissuração do concreto, nesse estágio a resistência é regida pelos mecanismos de reforço das fibras, onde o nível de eficiência vai depender orientação e dispersão das fibras. Isso pode ser visualizado também na Tabela 36, onde a covariância é maior após a fissuração do concreto, comportamento semelhante ao verificado por Lameiras (2015). Os valores de $f_{fct,L}$ de todos os concretos da mesma classe de

resistência foram próximos. Isso pode ser explicado pelo fato deste estágio ser pouco influenciado pelo tipo e quantidade de fibras, e ser regido, sobretudo, pela matriz do concreto.

Na Figura 70 e Figura 71 é registrada a distribuição das fibras ao longo da seção dos corpos de prova, foram adotados os números descritos na Tabela 37 para representar os concretos nos gráficos. A nomenclatura adotada seguiu a ordem em que as concretagens foram realizadas.

Tabela 37 – Números utilizados para representar os tipos de concretos nos gráficos.

Tipo de concreto	Número equivalente a concretagem
20-1ST-33/60 e 40-1ST-33/60	1
20-05ST-33/60 e 40-05ST-33/60	2
20-1ST-33/44 e 40-1ST-33/44	3
20-05ST-33/44 e 40-05ST-33/44	4
20-05ST-50/67 e 40-05ST-50/67	5
20-1ST-50/67 e 40-1ST-50/67	6

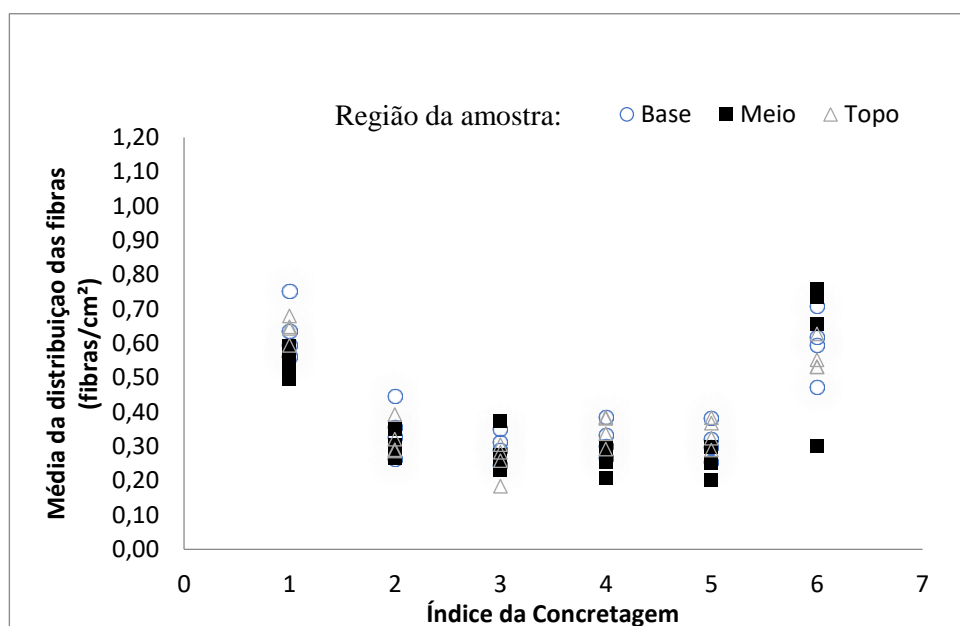


Figura 70-Distribuição das fibras na seção dos primas, nos concretos de 20 MPa do ensaio de flexão a três pontos (3PBT).

Por apresentar uma maior densidade as fibras de aço apresentam uma tendência natural a segregarem e posicionarem na base dos corpos de prova (LAMEIRAS *et al.*, 2015). Entretanto a Figura 70 que representa a contagem de fibras nos concretos de 20 MPa, mostra

que a segregação não foi muito significativa e que as fibras ficaram bem distribuídas na seção do corpo de prova.

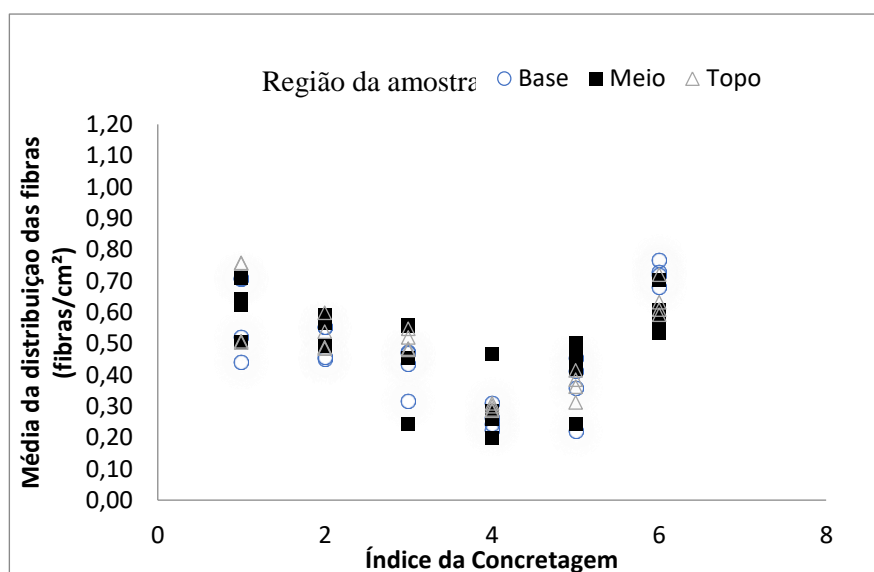


Figura 71-Distribuição das fibras na seção dos prismas nos concretos de 40 MPa do ensaio de flexão a três pontos (3PBT).

A Figura 71 mostra a contagem de fibra nos corpos de prova de 40 MPa, mostrando que a segregação das fibras para a base das amostras são foi significativa, onde foi observada uma dispersão das fibras ao longo da seção dos prismas.

Conforme ilustra a Figura 72a, não houve relação entre o volume de fibras por cm^2 e o $f_{ct,L}$, nesse estágio do ensaio, a resistência da matriz vai influenciar no comportamento do gráfico e nos valores deste parâmetro. Entretanto observa-se uma relação maior tratando-se dos valores de $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$, onde observa-se uma certa tendência de maiores valores de tensão para um maior valor de fibras. A baixa resistência do concreto pode ter contribuído para que essa relação não fosse tão expressiva, tendo em vista que a resistência do concreto é um dos fatores que mais impactam na capacidade de reforço das fibras, uma boa aderência é essencial para que as fibras possam trabalhar de maneira efetiva (VENKATESHWARAN *et al.*, 2017; ABBASS *et al.*, 2018).

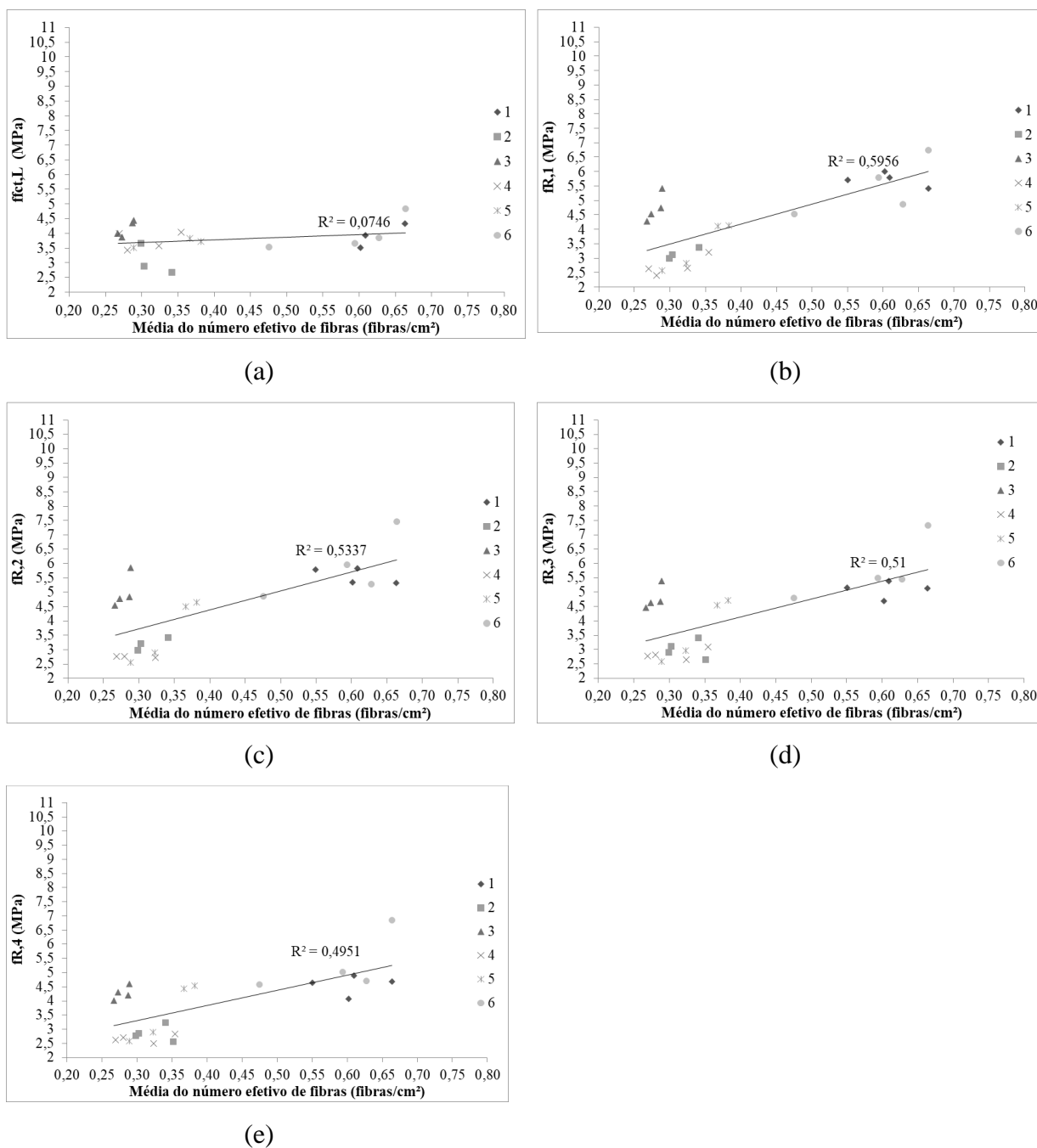
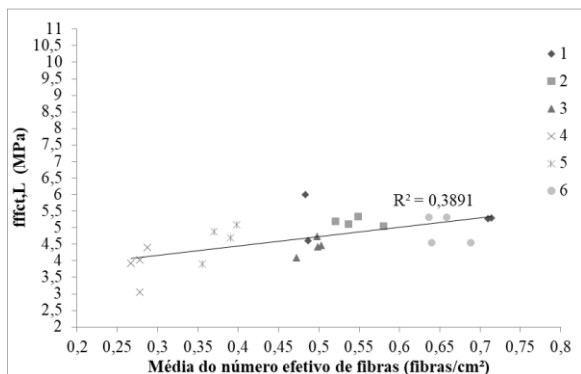


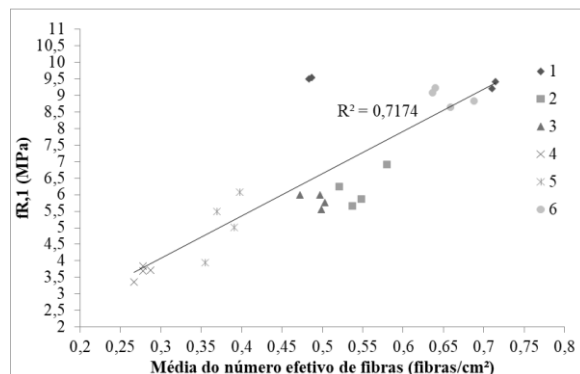
Figura 72-Relação entre o número médio de fibras por cm^2 e os parâmetros pós fissuração para os concretos de 20 MPa.

Nos concretos de 40 MPa a relação entre o volume de fibras por cm^2 e o $f_{ct,L}$ não foi tão evidente, contudo houve uma relação maior do que a observada nos concretos de 20 MPa. Os valores de $f_{R,1}$, $f_{R,2}$, $f_{R,3}$ e $f_{R,4}$ nestes concretos apresentaram uma relação muito mais forte entre o volume de fibras por cm^2 e as resistências residuais, mostrando de maneira mais clara que o maior teor efetivo de fibras representou maiores valores destas resistências. Fato que pode ser explicado, conforme já mencionado, pela maior resistência destes concretos.

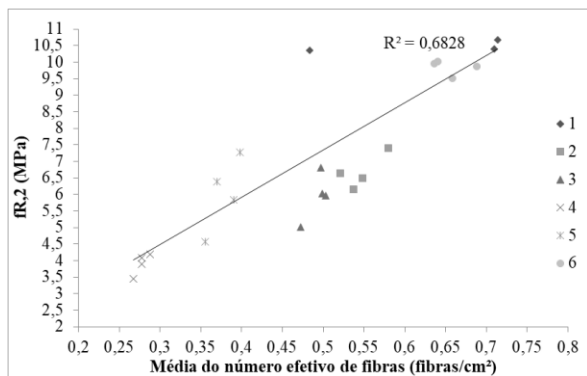
Para as duas classes de resistências dos concretos, observou-se uma tendência da diminuição do R^2 do ajuste linear e medida que a fissura aumentava conforme também foi verificado em seus estudos por Lameiras *et al.* (2015).



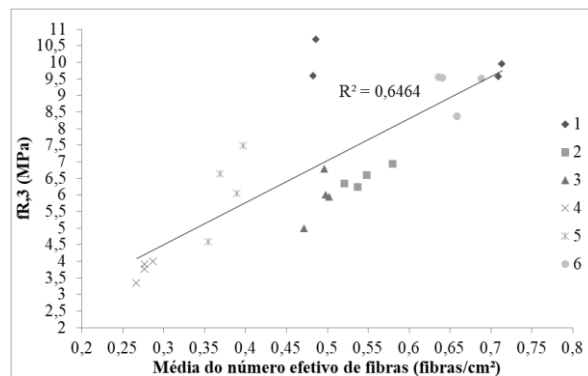
(a)



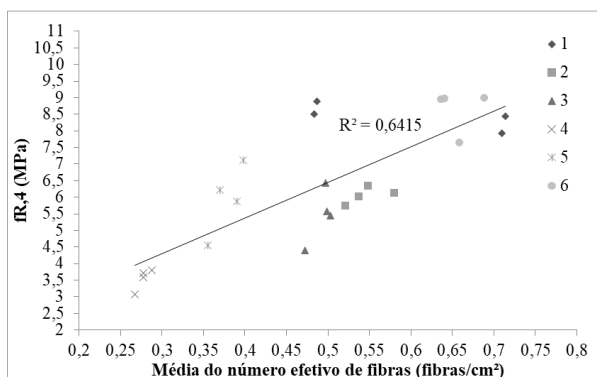
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 73-Relação entre o número médio de fibras por cm^2 e os parâmetros pós-fissuração para os concretos de 40 MPa.

4.7 DETERMINAÇÃO DE EQUAÇÕES QUE CORRELACIONEM A RESISTÊNCIA PÓS-FISSURAÇÃO DO CARF REFORÇADO COM AS FIBRAS DE AÇO COM AS CARACTERÍSTICAS DA FIBRA E DA MATRIZ

Com base no banco de dados dos ensaios realizados para os CARFs deste trabalho e inspirado nas equações de Domski e Katzer (2019) foram criadas novas equações para estimar as resistências residuais dos concretos autoadensáveis reforçados com as fibras de aço, utilizando o software *Microsoft Excel*. Diferente de Domski e Katzer (2019) que só consideraram o volume e as características geométricas da fibra, foi inserido também como variável na equação a resistência à compressão do concreto. Uma outra particularidade das equações encontradas neste trabalho é que diferentemente das propostas por Domski e Katzer (2019) elas são aplicáveis para concretos autoadensáveis.

As equações 49, 50, 51 e 52 representam os parâmetros f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4} , que caracterizam o comportamento pós-fissuração do CARF, estas foram obtidas com um R^2 de 0,91, 0,93, 0,89 e 0,89, respectivamente. Apesar do R^2 não ter apresentado um valor tão alto, tal fato é comum em medição de fenômenos com resultados dispersos, como é o caso de CARFs. Outra maneira de avaliar a qualidade do modelo proposto é através da análise do *P-value* de cada variável, que deve ser menor que o nível de significância da regressão. Os *p-values* encontrados nas regressões que obtiveram as equações desta pesquisa foram muito menores que a significância, com valores muito próximos de zero.

$$f_{R1} = -10,59 + 0,07 \left(\frac{l}{d} \right) + 5,31(V_f) + 1,44(f_{ck})^{0,5} \quad (49)$$

$$f_{R2} = -13,10 + 0,08 \left(\frac{l}{d} \right) + 5,65(V_f) + 1,81(f_{ck})^{0,5} \quad (50)$$

$$f_{R3} = -12,33 + 0,08 \left(\frac{l}{d} \right) + 4,79(V_f) + 1,74(f_{ck})^{0,5} \quad (51)$$

$$f_{R4} = -10,70 + 0,08 \left(\frac{l}{d} \right) + 3,93(V_f) + 1,51(f_{ck})^{0,5} \quad (52)$$

Onde

$f_{R1}, f_{R2}, f_{R3}, f_{R4}$: são as resistências residuais referentes às aberturas de fissura de 0,5 mm, 1,5 mm, 2,5 mm e 3,5 mm, respectivamente;

l : é o comprimento da fibra;

d : o diâmetro da fibra;

V_f : é o volume de fibra;

f_{ck} : é a resistência a compressão da matriz do concreto.

Tabela 38-Comparação entre os valores de resistências residuais encontrados experimentalmente e com as equações obtidas na pesquisa para as fibras de aço.

Concrete Mix		Experimental vs. Equação							
		$f_{R,1}$ [MPa]	$f_{R,2}$ [MPa]	$f_{R,3}$ [MPa]	$f_{R,4}$ [MPa]	Erro $f_{R,1}$	Erro $f_{R,2}$	Erro $f_{R,3}$	Erro $f_{R,4}$
20-05ST- 50/67	Exp.	3,69	4,01	4,05	3,95				
	Equação	3,65	3,77	3,80	3,71	1,13%	6,53%	6,75%	6,44%
20-1ST- 50/67	Exp.	5,48	5,89	5,77	5,28				
	Equação	6,30	6,59	6,19	5,68	13,04%	10,61%	6,85%	6,90%
20-05ST- 33/60	Exp.	3,06	3,07	3,02	2,86				
	Equação	3,44	3,56	3,58	3,47	11,21%	13,94%	15,64%	17,62%
20-1ST- 33/60	Exp.	5,73	5,58	5,07	4,57				
	Equação	6,10	6,39	5,97	5,43	6,02%	12,75%	15,03%	15,80%
20-05ST- 33/44	Exp.	2,52	2,75	2,74	2,63				
	Equação	1,99	1,86	1,88	1,87	26,66%	47,71%	45,95%	40,61%
20-1ST- 33/44	Exp.	4,74	5,01	4,77	4,28				
	Equação	4,64	4,69	4,27	3,83	2,05%	6,81%	11,55%	11,60%
40-05ST- 50/67	Exp.	5,52	6,48	6,73	6,40				
	Equação	6,23	7,01	6,91	6,41	11,29%	7,57%	2,59%	0,23%
40-1ST- 50/67	Exp.	8,95	9,84	9,24	8,65				
	Equação	8,88	9,83	9,30	8,38	0,74%	0,08%	0,61%	3,21%
40-05ST- 33/60	Exp.	6,17	6,68	6,54	6,06				
	Equação	5,83	6,57	6,45	5,97	5,81%	1,69%	1,24%	1,59%
40-1ST- 33/60	Exp.	9,42	10,66	9,96	8,44				
	Equação	8,70	9,67	9,11	8,16	8,27%	10,28%	9,38%	3,44%
40-05ST- 33/44	Exp.	3,66	3,88	3,75	3,54				
	Equação	3,99	4,38	4,30	3,97	8,37%	11,35%	12,63%	10,82%
40-1ST- 33/44	Exp.	5,82	6,31	5,94	5,46				
	Equação	6,41	6,91	6,40	5,68	9,17%	8,69%	7,26%	3,91%

Conforme pode ser visualizado na Tabela 38, as equações tiveram um bom ajuste para quase todos os traços de CARF, onde os erros giraram em média a 10%. Haja vista a grande variação de resistência residual que existem em diferentes corpos de prova para um mesmo traço de CARF, chegando a até 20% em alguns casos, o erro das equações ficaria dentro dessa faixa de variação.

Uma exceção foi o concreto 20-05ST-33/44, para qual a equação não apresentou um bom ajuste, com erros chegando a quase 50%. Um dos possíveis motivos são as baixas resistências residuais obtidas para este CARF, fazendo com que os erros encontrados fossem proporcionalmente muito altos.

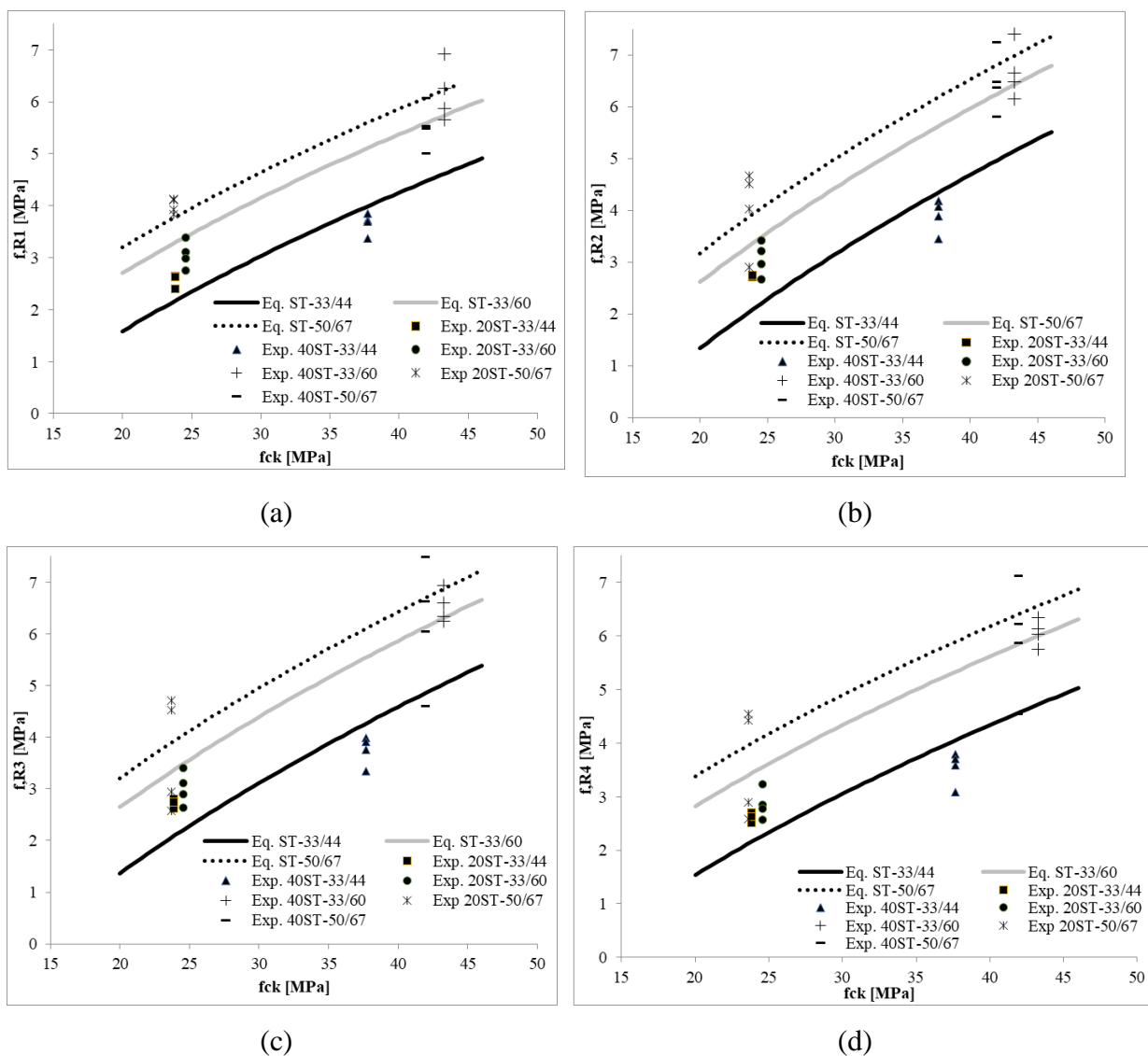


Figura 74-Comparação entre as curvas plotadas com as equações obtidas no trabalho para concretos com um teor de fibras de 0,5% com um teor de fibras de 0,5% e os pontos experimentais, onde : (a) resistência residual $f_{R,1}$; (b) resistência residual $f_{R,2}$; (c) resistência residual $f_{R,3}$; (d) resistência residual $f_{R,4}$.

A Figura 74 mostra as curvas plotadas utilizando as equações 51, 52, 53 e 54 , onde em cada uma das curvas foram calculadas as resistências residuais variado a resistência a compressão do concreto, fixando para cada uma das três curvas um fator de forma e o teor

de fibra de 0,50%. Os pontos experimentais de cada concretagem foram plotadas a fim de mostrar o ajuste das retas com os CARFs produzidos.

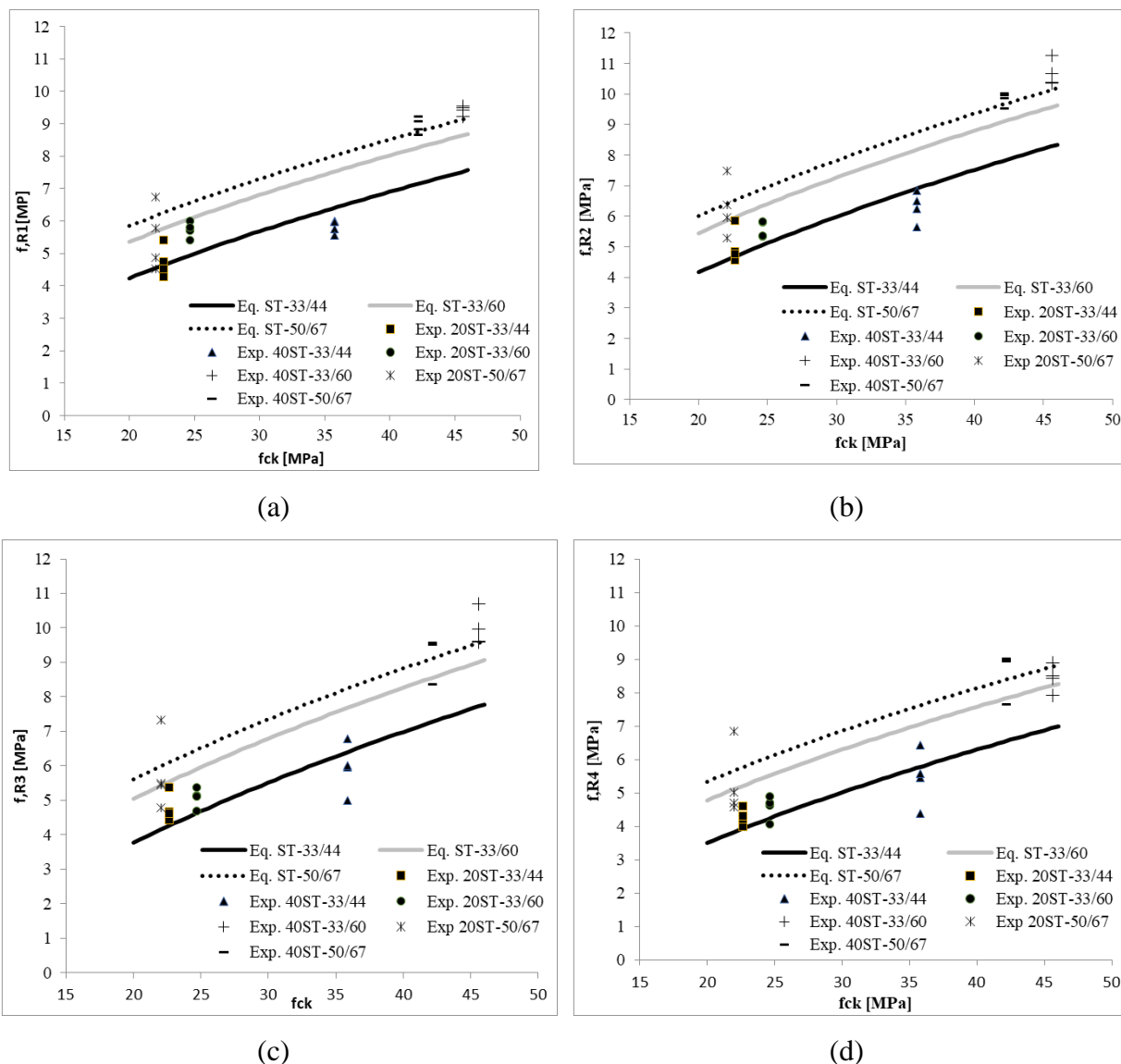


Figura 75-Comparação entre as curvas plotadas com as equações obtidas no trabalho para concretos com um teor de fibras de 0,5% com um teor de fibras de 0,5% e os pontos experimentais, onde : (a) resistência residual $f_{R,1}$; (b) resistência residual $f_{R,2}$; (c) resistência residual $f_{R,3}$; (d) resistência residual $f_{R,4}$.

A Figura 75 mostra as curvas plotadas com as mesmas equações, onde as resistências residuais foram determinadas variando a resistência à compressão do concreto, com os fatores de forma fixos em cada uma das curvas, para um teor fixo de 1,00% de fibra. Os pontos experimentais de cada concretagem foram plotadas a fim de mostrar o ajuste das retas com os CARFs produzidos.

Tabela 39-Comparação entre os valores de resistências residuais das fibras sintéticas encontrados experimentalmente e com as equações obtidas na pesquisa.

Tipo de concreto		Experimental para fibras sintéticas vs. Equação							
		$f_{R,1}$ [MPa]	Erro $f_{R,1}$	$f_{R,2}$ [MPa]	Erro $f_{R,2}$	$f_{R,3}$ [MPa]	Erro $f_{R,3}$	$f_{R,4}$ [MPa]	Erro $f_{R,4}$
20-06SY- 60/60	Exp.	1,09		1,03		1,10		1,11	
	Equação	-0,62	275%	-0,94	210%	-1,02	207 %	-1,01	210%
40-06SY- 60/60	Exp.	1,30		1,16		1,22		1,25	
	Equação	1,56	17%	1,80	35%	1,62	24%	1,28	2%

Quando avaliada as equações para os concretos autoadensáveis reforçados com fibras sintéticas foi verificado que as mesmas não foram aplicáveis para mensurar as resistências residuais destes concretos, conforme pode ser visto na Tabela 39. Para os concretos autoadensáveis reforçados com fobras de 20 MPa foram obtidas resistências residuais negativas, já para os CARFs de 40 MPa foram obtidas as resistências residuais, contudo alcançando erros de até 35%.

Para validação das equações, foram realizadas estimativas das resistências residuais com os dados da pesquisa Venkateshwaran *et al.* (2018) para verificar se a equação era aplicável para outros concretos e outros materiais. Os dados da matriz e das fibras utilizados por Venkateshwaran *et al.* (2018) em sua pesquisa seguem descritos na Tabela 40.

Tabela 40 - Características da matriz e das fibras utilizadas por Venkateshwaran *et al.* (2018)

Tipo do concreto	f_{ck} [MPa]	l [mm]	d [mm]	l/d	Teor de fibra (%)
M32	38,60	60	0,90	66,67	0,25
M34	37,30	60	0,90	66,67	0,50
M36	36,00	60	0,90	66,67	0,75
M38	41,10	60	0,90	66,67	1,00
M42	38,90	60	0,90	66,67	0,25
M44	39,70	60	0,90	66,67	0,50
M46	38,10	60	0,90	66,67	0,75
M48	39,70	60	0,90	66,67	1,00

Com base na comparação entre os resultados encontrados experimentalmente por Venjareshwaran *et al.* (2018) e os resultados obtidos com as equações obtidas neste trabalho utilizando os dados das fibras e da matriz descritos na Tabela 40, foi possível verificar que as

equações se ajustaram bem para quase todos os traços de concreto do trabalho de Venjareshwaran *et al.* (2018). Os resultados seguem descritos na Tabela 41.

Todavia conforme pode ser visto nos concretos M32 e M42, traços com teor de 0,25% de fibras, um volume fora da margem para qual foi realizada a regressão que obtiveram as equações (0,00% a 1,00%) os erros foram muito altos chegando a quase 50%, superestimando o valor das resistências residuais. As equações adequaram-se bem para estimar as resistências residuais quando a variação do volume de fibras está dentro dos limites do banco de dados utilizado para fazer a regressão. Como a resistência da matriz e o fator de forma das fibras utilizados por Venjareshwaran *et al.* (2017) foram semelhantes aos utilizados nesta pesquisa não se pode tirar grandes conclusões no tocante aos efeitos de uma resistência da matriz e fibras com fatores de forma fora dos limites do banco de dados.

Tabela 41-Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente por Venjareshwaran *et al.* (2018) e os resultados obtidos com as equações propostas por esse trabalho.

Tipo de Concreto		Valores experimentais Venkateshwaran <i>et al.</i> (2018) vs.Equação							
		$f_{R,1}$ [MPa]	Error $f_{R,1}$	$f_{R,2}$ [MPa]	Error $f_{R,2}$	$f_{R,3}$ [MPa]	Error $f_{R,3}$	$f_{R,4}$ [MPa]	Error $f_{R,4}$
M32	Exp	2.38	42.66	2.69	45.00	2.76	44.92	2.74	45.17
	Equação	4.15	%	4.89	%	5.01	%	5.00	%
M34	Exp	5.29	0.68%	6.56	7.32%	7.00	16.18	6.98	19.92
	Equação	5.33		6.11		6.03	%	5.82	%
M36	Exp	7.29	12.17	8.25	12.54	8.04	14.27	7.82	17.76
	Equação	6.50	%	7.33	%	7.04	%	6.64	%
M38	Exp	6.82	18.99	9.39	1.02%	9.51	6.28%	9.17	11.23
	Equação	8.42	%	9.49		8.95		8.24	%
M42	Exp	3.26	22.11	4.62	6.38%	4.26	15.70	3.56	29.28
	Equação	4.19	%	4.93		5.05	%	5.03	%
M44	Exp	4.89	12.75	6.67	3.21%	6.47	1.70%	5.42	11.33
	Equação	5.60	%	6.46		6.36		6.11	%
M46	Exp	6.16	8.71%	8.11	6.11%	7.21	1.72%	6.08	11.90
	Equação	6.75		7.64		7.34		6.90	%
M48	Exp	9.08	9.93%	9.70	4.44%	8.94	2.09%	7.56	9.54%
	Equação	8.26		9.29		8.76		6.90	

A fim de verificar se as equações eram capazes de estimar as resistências residuais em CARFs com resistências à compressão fora do intervalo do banco de dados deste trabalho, foram calculadas as resistências residuais adotando as equações obtidas neste trabalho para

alguns dos concretos produzidos no trabalho de Lameiras *et al.* (2015) e comparados com os resultados experimentais que ele obteve. As características das fibras metálicas utilizadas por Lameiras *et al.* (2015) e da matriz seguem descritas na Tabela 42.

Tabela 42-Características da matriz e das fibras utilizadas por Lameiras *et al.* (2015).

Tipo de concreto	$f_{c'}$ [MPa]	l [mm]	d [mm]	l/d	Volume de Fibra (%)
10	45,60	35	0,55	63,64	0,75
11	56,39	35	0,55	63,64	0,75
12	61,23	35	0,55	63,64	0,75
13	61,94	35	0,55	63,64	0,75
16	60,66	35	0,55	63,64	0,75
17	63,46	35	0,55	63,64	0,75
18	54,81	35	0,55	63,64	0,75
19	64,83	35	0,55	63,64	0,75

Com base nos resultados descritos na Tabela 43 é possível observar que nenhum dos concretos se ajustou bem às equações encontradas neste trabalho, mostrando que as mesmas não se aplica de maneira satisfatória aos concretos com a resistência a compressão fora da faixa estudada nesta pesquisa, que foi de 20 MPa a 40 MPa.

Analisando os concretos obtidos por Venjareshwaran *et al.* (2018) e Lameiras *et al.* (2015), é possível verificar que as equações são validas de maneira satisfatória quando utilizada em concretos com variações nos teores de fibra e resistência da matriz dentro da faixa de intervalo dos concretos estudados neste trabalho. Ou seja, para teores de fibra de 0,00% a 1,00%, em concretos com resistência a compressão com cerca de 20 MPa a 40 MPa. Quando a resistência da matriz e os teores de fibra estiveram fora destes intervalos, os erros encontrados na comparação experimental e analítica foram muito altos.

Tabela 43-Comparação entre os resultados obtidos experimentalmente por Lameiras *et al.* (2015) e os resultados obtidos com as equações propostas por esse trabalho

Tipo de Concreto		Experimental Lameiras <i>et al.</i> (2015) vs. Equação							
		$f_{R,1}$ [MPa]	Erro $f_{R,1}$	$f_{R,2}$ [MPa]	Erro $f_{R,2}$	$f_{R,3}$ [MPa]	Erro $f_{R,3}$	$f_{R,4}$ [MPa]	Erro $f_{R,4}$
10	Exp.	9.21		8.11		6.82		5.70	
	Equação	7.37	24.95%	8.45	4.03%	8.10	15.84%	7.54	24.35%
11	Exp.	8.22		7.13		5.42		4.13	
	Equação	8.46	2.84%	9.82	27.40%	9.42	42.46%	8.68	52.41%
12	Exp.	7.44		6.67		5.52		4.61	
	Equação	8.91	16.55%	10.39	35.81%	9.97	44.63%	9.15	49.64%
13	Exp.	6.82		6.25		5.38		4.69	
	Equação	8.98	24.05%	10.47	40.33%	10.05	46.45%	9.22	49.15%
16	Exp.	6.67		5.97		5.26		4.54	
	Equação	8.86	24.74%	10.33	42.18%	9.91	46.90%	9.10	50.10%
17	Exp.	8.39		7.59		6.52		5.66	
	Equação	9.12	7.99%	10.65	28.71%	10.21	36.17%	9.37	39.58%
18	Exp.	8.36		7.47		6.40		5.59	
	Equação	8.31	0.63%	9.63	22.42%	9.24	30.70%	8.52	34.37%
19	Exp.	6.62		6.01		5.16		4.55	
	Equação	9.24	28.37%	10.80	44.36%	10.36	50.21%	8.52	46.58%

Vale ressaltar que as equações foram determinadas com um banco de dados relativamente reduzido. Sendo assim em trabalhos futuros é necessário a validação e otimização das equações propostas neste trabalho, com um banco de dados maior e mais variado de resistências à compressão dos concretos e dos teores de fibras adotados.

Além disso, a resistência à compressão do CARF nas equações obtidas neste trabalho ainda não foi adotada conforme propôs De Larrard(1999), ou seja em função da compacidade e dos materiais constituintes do concreto. Assim, para a complementação da dosagem do CARF utilizando o MEC, é necessário expandir as equações para estimativa das resistências residuais determinadas nesta pesquisa, de modo que a resistência a compressão do CARF seja uma função da compacidade da mistura granular e do volume dos materiais constituintes do concreto, em conformidade com a abordagem do MEC proposta pelo De Larrard (1999). Desta forma será possível] implementar computacionalmente uma forma de realizar a dosagem do CARF de forma mais racional.

5 CONCLUSÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste tópico estão descritos os principais resultados obtidos neste trabalho, com base nos estudos realizados no momento da dosagem do CARF adotando o MEC e na avaliação do comportamento nos estados fresco e endurecido do CARF. Algumas conclusões considerados menos relevantes estão descritos ao longo do corpo do texto.

5.1.1 Determinação do Protocolo de Empacotamento

Um dos objetivos deste trabalho era a criação de um procedimento para ensaios de compacidade em agregados com diâmetro médio maiores que 100 μm e a determinação de valor para protocolo de empacotamento “K”. Utilizando uma metodologia parecida com a proposta por De Larrard (1999) e utilizada por Silva (2004), foi verificado que o valor de K como 9, assim como o previsto por De Larrard(1999) foi o que apresentou os menores erros.

5.1.2 Consideração do efeito das fibras na dosagem do CARF

Outro objetivo deste trabalho foi o de verificar as constatações feitas por Grunewald (2004) em seus estudos, a fim de verificar a melhor maneira de considerar o efeito das fibras na compacidade dos grãos. Foi confirmado que apesar das duas metodologias estudadas, a proposta por De Larrard (1999) e a proposta por Yu *et al.* (1993), apresentarem erros baixos quando comparado com os resultados obtidos experimentalmente, a metodologia proposta por Yu *et al.* (1993) que considera o efeito da fibra por meio de um diâmetro equivalente apresentou erros ainda mais baixos. Sendo assim foi a metodologia utilizada na dosagem dos CARFs neste trabalho, em conformidade ao encontrado por Grenewald (2004).

Os CARFs produzidos mostraram que a metologia proposta por Yu *et al.* (1993) foi eficiente, haja vista que todos os concretos produzidos apresentaram características reológicas para serem considerados autoadensáveis.

5.1.3 Comportamento do CARF no estado fresco

Quanto à dosagem do CARF por meio do MEC adotando o *software Betonlab Pro 3*, foi verificado que o método mostrou-se muito eficiente, onde todos os concretos produzidos apresentaram as características de um concreto autoadensável, apresentado elevada fluidez sem a observação de segregação, validando também a forma utilizada para consideração das fibras nas misturas. Os concretos utilizando a fibra ST-33/60 apresentaram os melhores resultados quanto ao comportamento no estado fresco.

5.1.4 Comparação entre os parâmetros do ACI 237R-07 E DO RILEM TC174 e os traços de CARF obtidos adotando o MEC

Na comparação entre as dosagens simuladas no *software Betonlab Pro 3* e os parâmetros fornecidos pelo ACI 237R-07 e pela RILEM TC174 foi possível observar que as normas forneceram bons indicativos para dosagem de concretos de 20 MPa e 30 MPa adotando os materiais utilizados nesta pesquisa, diferentemente do CARF de 40 MPa, onde alguns parâmetros ficaram fora das faixas estabelecidas pelas normas.

5.1.5 Implementação do Ensaio de Flexão a Três Pontos

Quanto a implementação do ensaio de flexão em 3 pontos, foi verificado que os resultados encontrados foram satisfatórios, mostrando boa concordância e repetitividade nos ensaios, consolidando o ensaio no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília.

Como o ensaio foi realizado pela primeira vez no Laboratório de Materiais da Universidade de Brasília, foi necessário a determinação de um script e um protocolo para o ensaio, que foi validado com a ruptura de 64 primas, mostrando-se eficiente e com boa concordância com os valores esperados.

5.1.6 Efeito das fibras de aço e prolipileno nas resistências residuais dos CARFs produzidos.

Referente ao comportamento dos concretos no estado endurecido, foram verificadas pequenas diminuições em sua resistência a compressão, elas foram mais evidentes para os concretos de 40 MPa com as fibras ST-33/44. Quanto ao comportamento à flexão foi

possível que a fibra ST-33/60 foi a que garantiu maior aumento às resistências residuais do CARF, uma possível explicação pode ser pelo seu elevado fator de forma e também pelo maior número de fibras por grama, tendo em vista seu menor diâmetro e conseqüentemente uma menor massa por unidade de fibra. Garantindo que uma maior quantidade de fibras costurem as fissuras. A fibra ST-50/67 também apresentou bons resultados mostrando a importância do comprimento da fibra para garantir uma maior ancoragem no concreto e conseqüentemente uma maior eficiência. O pior dos resultados encontrados para as fibras de aço, foi para os concretos com a fibra ST-33/44, isso pode ser explicado pelo fato da fibra apresentar menor comprimento e fator de forma. A fibra SY-60/60 apesar de garantir um aumento na tenacidade do CARF, contudo, forneceu pequenos incrementos nas resistências residuais, com comportamento muito inferior quando comparado com os concretos autoadensáveis com as fibras de aço.

5.1.7 Validação das equações encontradas neste trabalho

As equações encontradas com base nos dados experimentais deste trabalho mostraram um bom ajuste a quase todos os concretos produzidos na pesquisa. Quando comparado aos concretos das teses de Venkashwaran *et al.* (2018) e de Lameiras *et al.* (2015), foi verificado que quando as variáveis (resistência da matriz, características geométricas das fibras e volume de fibra) são semelhantes às utilizadas neste trabalho, com variações dentro das faixas adotadas nesta pesquisa, os resultados estimados pelas equações são um bom indicativo aos valores de resistências residuais encontradas experimentalmente. Contudo quando o teor de fibra e a resistência da matriz estiveram fora dos limites variados neste estudo, os erros foram altos, não sendo possível a utilização das equações deste trabalho para estimar as resistências residuais destes concretos. Foi verificado que as equações não são aplicáveis para concretos reforçados com fibras de outros materiais, como no exemplo deste estudo, com fibras sintéticas.

Estretanto para que essas equações possam ser otimizadas elas precisam ser validadas por um banco de dados com maior número de amostras e com uma maior variação de fibras adotadas e das resistências das matrizes dos CARFs.

5.1.8 Correlação das equações determinadas na pesquisa com o MEC

A determinação das equações que correlacionam as características das fibras e da matriz de concretos com as resistências residuais, são apenas uma contribuição inicial para a adoção do MEC na dosagem otimizada do CARF. Sendo que em trabalhos futuros, essas equações além de validadas para diferentes traços, precisam ser expandidas para adotarem a metodologia proposta por De Larrard(1999), onde o f_{ck} deve ser uma função da compacidade e dos materiais constituintes do CARF. Isso possibilitará além de uma dosagem otimizada do CARF pelo MEC, na implementação computacional do MEC para do principal parâmetro a ser avaliado no CARF que são as resistências residuais. Difundindo a utilização do CARF e consequentemente a utilização do MEC para sua obtenção.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHO FUTUROS

Com o objetivo de complementar ainda mais a dosagem do CARF adotando o MEC, sugere-se como trabalhos futuros:

- Complementação do ensaio da compacidade para agregados maiores que 100 μm , com a realização de mais curvas e com maior número de pontos na região central da curva, a fim de otimizar o ensaio.
- Dosagem de CARFs com diferentes tipos de fibras, de diferentes materiais, como outros tipos de fibra sintética e fibras naturais, buscando avaliar a viabilidade da adoção do MEC para diferentes tipos de fibra e a melhor maneira de considera-las na mistura.
- Produção de CARFs com uma maior variação de resistências à compressão e maior variação no teor de fibras, buscando expandir as equações encontradas para uma maior variedade de concretos.
- Otimização das equações encontradas por meio de um banco de dados mais número, com maiores variações dos CARFs.
- Expansão das equações determinadas nesta pesquisa de modo com que o f_{ck} na equação seja determinado conforme propôs De Larrard(1999) , possibilitando uma dosagem adotando o MEC pré-determinando as resistências residuais requeridas com base na compacidade e nos materiais utilizados.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABBASS ,W.; KHAN, M. I. ; MOURAD, S. **Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete.** Construction and Build Materials.2018;p. 556–569

ACI 237R-07, C. Concrete, **Self-Consolidating.** American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, p. 30, 2007.

ACI. Committe 544.1 R-96. 1996. **State Of The Art Report On Fiber Reinforced Concrete.** Farmington Hills: American Concrete Institute, 1996.

ACI, C. 544.3 R-93 1998.“. **Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete,** 1998.

AHMAD, H. et al. **Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSC) performance in slab application: A review.** AIP Conference Proceedings, 2016, IP Publishing. p.030024.

ALSAIF, A.; Bernal, S. A.;Guadagninia, M. ;Pilakoutas, K. **Freeze-thaw resistance of steel fibre reinforced rubberised concrete.** Construction and Building Materials .Volume 195, 20 January 2019, Pages 450-458

AMIN A, FOSTEN SJ, MUTTONI A. **Derivation of the σ - w relationship for SFRC from prism bending tests.** StructuralConcrete. 2015;16(1):93-105.

ANDRADE, G.P. **Dosagem científica de concretos estruturais contendo agregado miúdo de resíduo de concreto,** 2018. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010, **““Concreto Autoadensável”, Parte 4 – Determinação da Habilidade Passante - Método da Caixa L”,**

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5732: **Cimento Portland Comum.** Rio de Janeiro 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7214: **Determinação da resistência à compressão.** Rio de Janeiro, 8, 2015.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: **Agregado miúdo—Determinação da massa específica e massa específica aparente**. Rio de Janeiro, 2009a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 53: **Agregado graúdo—Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água**. Rio de Janeiro, 2009b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15823: **Concreto autoadensável**. Rio de Janeiro, 2017a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS . NBR 16607: **Cimento Portland — Determinação dos tempos de pega**. Rio de Janeiro, 2017b.

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

ASTM C1609/C1609M, **Standard test method for flexural performance of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading)**, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2012.

ASTM C1550, **Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel)**, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 2012.

BANTHIA, N. F. MAJZADEH, WU, J. BINDGANAVILE, V. **Fiber synergy in Hybrid Reinforced Concrete (HyFRC) in flexure and direct shear**. Cement and Concretes Composites, 48(2014), pp. 91-97

BARBOZA, A.S.R. MONTE, R. **Controle tecnológico do comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras**. Concreto e Construções. Revista vol. 87 Ibracon, 2017. ISSN:1809-7197

BARROS, A. R.; GOMES, P. C. C.; BARBOZA, A. S. R. **Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço**. 2009.

BARROS, A. R.; GOMES, P. C. C.; BARBOZA, A. S. R. **Steel fibers reinforced self-compacting concrete – behavior to bending**. IBRACON- Structural and Materials Journal .Volume 4, number 1- p. 049-078.ISSN 1983-4195.

BARROS, J. A.; FIGUEIRAS, J. A. **Experimental behaviour of fiber concrete slabs on soil**. *Journal Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, v. 3, n. 3, p. 277-290, 1998. ISSN 1099-1484.

BEN-AÏM, R. **Study of the texture of packings of grains. Applications to the determination of the permeability of binary mixtures in the molecular, intermediate, laminar regime.** State Thesis, University of Nancy (in French), 1970.

CAVALCANTI, D. J. D. H. **Contribuição ao Estudo de Propriedades do Concreto autoadensável visando sua aplicação em elementos estruturais.** 2006.

CARRILLO, J. ALCOCER, S. PINCHEIRA J. **Behaviour of low-rise, steel fiber-reinforced concrete thin walls under shake table excitations.** Engineering Structures, 138 (1) (2017), pp. 146-158

CHEN, B.; LIU, J. **Contribution of hybrid fibers on the properties of the high-strength lightweight concrete having good workability.** Cement and Concrete Research, v. 35, n. 5, p. 913-917, 2005. ISSN 0008-8846.

CONFORTI, A. MINELLI, F. PLIZZARI, G. TIBERT G. **Comparing test methods for the mechanical characterization of fiber reinforced concrete** Structural Concrete (2017), pp. 1-14 [Journal of the fib]

CORREAL, J. F., HERRÁNA, C.A. CARRILLO, J., REYES, J.C., HERMIDAC, G. **Performance of hybrid fiber-reinforced concrete for low-rise housing with thin walls.** Construction and Building Materials.2018;p. 519–529

CT303, IBRACON/ABECE. **Projeto de Estruturas de Concreto Reforçadas com Fibras.** Uso de Materiais não convencionais para Estruturas de Concreto. 2016. 39 p.

CUNHA, V.M.C.F. BARROS, J.A.O., SENAS-CRUZ, J.M. **Compression behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete – age influence and modelling,** 2006. Universidade do Minho.57 p.

CUNHA, V.M.C.F. BARROS, J.A.O., SENAS-CRUZ, J.M. **Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (from Micro-Mechanics to Composite Behaviour),** 2010 to University of Minho for obtaining the Degree of Doctor in Civil Engineering

DE LARRARD, F. **Concrete mixture proportioning: a scientific approach.** CRC Press, 1999. ISBN 1482272059.

DE LARRARD, F. et al. **Formulations de référence. II: Propriétés mécaniques jusqu'à l'âge de 90 jours.** Rapport du projet national BHP, 1996.

DE LARRARD, F.; FERRARIS, C.; SEDRAN, T. **Fresh concrete: a Herschel-Bulkley material.** Materials and structures, v. 31, n. 7, p. 494-498, 1998. ISSN 1359-5997.

DE LARRARD, F.; SEDRAN, T. **Optimization of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model.** Cement and Concrete Research, v. 24, n. 6, p. 997-1009, 1994. ISSN 0008-8846.

DE LARRARD, F.; SEDRAN, T. **Formation à BétonlabPro 3: 15 leçons**, IFSTTAR 2016. Disponível em <<https://betonlabpro.ifsttar.fr/betonlabpro/formation-a-betonlabpro-3-didacticiel/>>

DI PRISCO, M.; PLIZZARI, G.; VANDERWALLE, L. **Fibre reinforced concrete: new design perspectives**. *Materials and Structures*, 42, 2009, pp 1261-1281

DOMSKI J, KATZER J. **Comprehensive approach to evaluation of mechanical properties of waste aggregate concrete reinforced by steel fiber**. *Structurals Concrete*. 2019;1-9. <https://doi.org/10.1002/suco.201800271>

EFNARC, S. **Guidelines for self-compacting concrete**. London, UK: Association House, v. 32, p. 34, 2002.

EN 14651 – **Test method for metallic fiber concrete – measuring the flexural tensile strength (Limit of proportionality (LOP), residual)**, 2007.

FERRARA, L.; MEDA, A. **Relationships between fibre distribution, workability and the mechanical properties of SFRC applied to precast roof elements**. *Materials and Structures*, v. 39, n. 4, p. 411-420, 2006. ISSN 1359-5997.

FERRARA, L.; PARK, Y.-D.; SHAH, S. P. **A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete**. *Cement and Concrete Research*, v. 37, n. 6, p. 957-971, 2007. ISSN 0008-8846.

fib Model Code. **The 2010 fib model code for concrete structures: a new approach in structural engineering**. Document Competence Center Siegmund Kästle eK, Germany, 2010. ., 2013.

FIGUEIREDO, A. D. D. Entrevista Com Antônio Figueredo. **Pesquisas, projetos, tecnologia, controle da Qualidade e usos do CRF no Brasil e no mundo**. *Concreto e Construções*, IBRACON. 2017. ISSN 1809-7197 14-25 p.

FRITIH, Y. et al. **Flexural and shear behavior of steel fiber reinforced SCC beams**. *KSCE Journal of Civil Engineering*, v. 17, n. 6, p. 1383-1393, 2013. ISSN 1226-7988.

FORMAGINI, S. **Dosagem Científica e Caracterização Mecânica de Concretos de Altíssimo Desempenho**, 2005. Tese (Doutorado em ciências engenharia civil)–COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro/RJ

FIGUEIREDO, A. D. D. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. 256 f. Tese (Livre Docência). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.

GRABOIS, T. M. **Desenvolvimento e caracterização experimental de concretos leves autoadensáveis reforçados com fibras de sisal e aço** / Thiago Melo Grabois. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2012.

GARTNER, E. M., 2004, “**Industrially interesting approaches to ‘low-CO2’ cements**”. *Cement and Concrete Research*, v. 34, n. 9, pp. 1489-1498.

GHOSH, S., BATTACHARYA, C. & RAY, S.P., 1989. **Tensile strength of steel fiber reinforced concrete**. *Institute of Engineers (India)*, 69(1), pp.222–227.

GRIMALDI, A., MEDA, A. & RINALDI, Z., 2013. **Experimental behaviour of fibre reinforced concrete bridge decks subjected to punching shear**. *Composites Part B: Engineering*, 45(1), pp.811–820.

GRÜNEWALD, S. **Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete**. 2004. TU Delft, Delft University of Technology

GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J. C. **Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete**. *Cement and Concrete Research*, v. 31, n. 12, p. 1793-1798, 2001/12/01/ 2001. ISSN 0008-8846.

HU, H. WANG, Z. FIGUEIREDO, F. P. PAPASTERGIOU. P. GUADAGNINI, M. PILAKOUTAS, K. **Postcracking tensile behavior of blended steel fiber-reinforced concrete**. *Structurals Concretes* (2019), pp. 1-14 [Journal of the fib]

HEDEBRATT, J., SILFWERBRAND, J. **Full-scale test of a pile supported steel fibre concrete slab**. *Materials and Structures*, 2013. 47(4), 647–666. doi:10.1617/s11527-013-0086-5

LAMEIRAS, R. M. 2015. **Sandwich structural panels comprising thin-walled SFRSCC and GFRP connectors: from material features to structural behaviour**. PhD in Civil Engineering, University of Minho.

LAMEIRAS, R. BARROS, J. A.; AZENHA, M. **Development of sandwich panels combining fibre reinforced concrete layers and fibre reinforced polymer connectors**. Part I: Conception and pull-out tests. *Composite Structures*, v. 105, p. 446-459, 2013. ISSN 0263-8223.

LAMEIRAS, R.; BARROS, J. A.; AZENHA, M. **Influence of casting condition on the anisotropy of the fracture properties of Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete (SFRSCC)**. *Cement and Concrete Composites*, v. 59, p. 60-76, 2015. ISSN 0958-9465.

LEE, J.H.; CHO, B.;CHOI, E.;KIM,Y. H. **Experimental study of the reinforcement effect of macro-type high strength polypropylene on the flexural capacity of concrete**. *Constr Build Mater*.2016; 0950-0618

LEE, J.H.; CHO, B.;CHOI, E. **Flexural capacity of fiber reinforced concrete with a consideration of concrete strength and fiber content.** Constr Build Mater.2017;p. 222–231

LEITE, A. M. CASTRO, A. L. **Avaliação do uso da macrofibra polimérica na composição de concreto para fins estruturais.** Dissertação de Mestrado, USP-São Carlos, 2018. 257 p.

Li VC, Wu HC. **Conditions for pseudo strain-hardening in fiber reinforced brittle matrix composites.** Appl Mech Rev 1992;45(8):390–8.

Li, V. C. **From micromechanics to structural engineering – the design of cementitious composites for civil engineering applications.** Struct Eng/ Earthquake Eng 1993;10(2):32s–48s.

Lin, C.; Kayali, O. ; Morozov, E. V.; Sharp D. J. 2014. **Influence of fibre type on flexural behaviour of self-compacting fibre reinforced cementitious composites.** Cement & Concrete Composites 51 (2014) 27–37

MAK, K. FAM, A. **Freeze-thaw cycling effect on tensile properties of unidirectional flax fiber reinforced polymers. Composites Part B: Engineering Volume 174. 2019, 106960.** DOI:<https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.106960>

MARANGON, E. **Desenvolvimento e caracterização de concretos auto-adensáveis reforçados com fibras de aço.** 2006. Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia Civil, Rio de Janeiro

MEDA, A., MINELLI, F., PLIZZARI,G.A. **Flexural behaviour of RC beams in fiber reinforced concrete,** Composites. Part B 43 (2012) 2930–2937.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M., 2014. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais.** 3ª Edição, São Paulo, Editora PINI, 616 p.

MENDONÇA, Y. G. S. , TOLEDO FILHO, R. D. , ZUKOVSKI, B. **Dosagem micromecânica de compósitos cimentícios reforçados com fibras de juta .** – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE,2018. 120 p.

MOBASHER B, BAKHSHI M, BARSBY C. **Back calculation of residual tensile strength of regular and high performance fiber reinforced concrete from flexural tests.** Construction and Building Materials. 2014;70:243-253.

MOREIRA, T. N.C.; TOLEDO FILHO, R. D. **Investigação do Fenômeno de Auto-Cicatrização de Fissuras em Microconcreto de Alta Performance Reforçado com Fibras de Aço e Sisal – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017..**

NEVILLE, Adam M. **Propriedades do concreto.** 2 ed. São Paulo: PINI, 1997. 828p.

PADMARAJAIAH, S.K., 1999. **Influence of fibers on the behavior of high strength concrete in fully/partially prestressed beams: an experimental and analytical study.** PhD Thesis, Indian Institute of Science, Bangalore.

PARK, J. J.; YOO, D. Y.; KIM, S.; KIM, S. W. **Benefits of synthetic fibers on the residual mechanical performance of UHPFRC after exposure to ISO standard fire.** Cement and Concrete Composites Volume 104, 103401
<https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103401>

P. SOROUSHIAN, Z. BAYASI, **Fiber-type effects on the performance of steel fiber reinforced concrete,** ACI Materials. J. 88 (2) (1991) 129–134.

PEREIRA, E. N.; BARROS, J. A.; CAMÕES, A. **Steel fiber-reinforced self-compacting concrete: experimental research and numerical simulation.** Journal of structural engineering, v. 134, n. 8, p. 1310-1321, 2008. ISSN 0733-9445.

QUININO, U. C. D. M. **Investigação experimental das propriedades mecânicas de compósitos de concreto com adições híbridas de fibras.** 2015. 243 f. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre

RAMBO, D. **Concretos autoadensáveis reforçados com fibras de aço híbridas: aspectos materiais e estruturais.** 2012. 185 f. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

REPETTE, W. L. **Concreto, Ensino, Pesquisas e Realizações.** Capítulo 49. IBRACON, 2011.

RILEM TC 174-SCC. Skarendahl A, Petersson O, editors. **Self-compacting Concrete. State-of-the-art of RILEM Technical Committee 174-SCC.** RILEM Publications SARL; 2001.

RILEM TC 162 TDF (2002), “**Test and Design Methods for Steel Fiber Reinforced concrete.** Design of Steel Fibre Reinforced Concrete using the s-w method: Principles and Applications”, Materials and Structures, 35, 262-278.

SAAK, A. W.; JENNINGS, H. M.; SHAH, S. P. **New methodology for designing self-compacting concrete.** ACI Materials Journal, v. 99, n. 5, p. 509-512, 2002. ISSN 0889-325X

SADRMOMTAZI, A.; GASHTI, S. H.; TAHMOURESI, B. **Residual strength and microstructure of fiber reinforced self-compacting concrete exposed to high temperatures.** Construction and Building Materials Volume 230, 2020. 116969. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116969>

SALEHIAN, H.; BARROS, J. A. **Assessment of the performance of steel fibre reinforced self-compacting concrete in elevated slabs.** Cement and Concrete Composites, v. 55, p. 268-280, 2015. ISSN 0958-9465.

SERAFINE, R.; DANTAS, S.R.A.; SALVADOR,R.P.;AGRA,R.R.;RAMBO,D.A.S.; BERTO, A. F.; FIGUEIREDO, A.D. **Influence of fire on temperature gradient and physical-mechanical properties of macro-synthetic fiber reinforced concrete for tunnel linings.** Construction and Building Materials Volume 214, 2019, Pages 254-268

SILVA, A. D. **Dosagem de concreto pelos métodos de empacotamento compressível e Aitcin-Faury modificado.** 2004. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro

SILVA, M. A. **Desenvolvimento e Caracterização Experimental de Concretos Autoadensáveis contendo seixo de rio e fibras de aço/Marco Antônio da Silva – Rio de Janeiro UFRJ/COPPE, 2015.**

SUCHARDA, O. PAJAK, M. TOMASZ PONIKIEWSKI, T. KONECNY, P. **Identification of mechanical and fracture properties of self-compacting concrete beams with different types of steel fibres using inverse analysis.** Construction and Building Materials. 2017;138: 263–275

SOETENS T, MATTHYS S. **Different methods to model the post-cracking behaviour of hooked-end steel fiber reinforced concrete.** Construction and Building Materials. 2014;73:458-471.

SONG P.S., HWANG, S. **Mechanical properties of highstrength steel fiber-reinforced concrete.** Construction and Building Materials. 2004 18(9):669–673

STEFIE, J. S., BENNY, R., RAVINDRA, G, SUJATHA, J. **Determination of the tensile constitutive relations of fiber reinforced concrete using inverse analysis.** Construction and Building Materials. 2019;195 : 405-414

THOMAS, J. & RAMASWAMY, A., 2007. **Mechanical Properties of Steel Fiber-Reinforced Concrete.** *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(5), pp.385–392.

TIBERTI, G; GERMANO, F; MUDADU, A; PLIZZARI, GA. **An overview of the flexural post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete.** Structural Concrete. 2018;19:695–718. <https://doi.org/10.1002/suco.201700068>

TUTIKIAN, B. F., DAL MOLIN, D. C., **Concreto Autoadensável.** 1ª Edição São Paulo: Editora Pini LTDA, 2011.

VARONA F.B., BAEZA F.J., BRU D., IVORRA S. **Influence of high temperature on the mechanical properties of hybrid fiber reinforced normal and high strength concrete.** Construction and Building Materials. 2018;159:73–82. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.10.129

VENKATESHWARAN, A.; TAN, K.H.; LI, Y. **Residual flexural strengths of steel fiber reinforced concrete with multiple hooked-end fibers.** International Federation for Structural Concrete, 2018 fib. DOI: 10.1002/suco.201700030

WANG, J.; DAI, Q.; SI, R.; GUO, S. **Mechanical, durability, and microstructural properties of macro synthetic polypropylene (PP) fiber-reinforced rubber concrete.** Journal of Cleaner Production. Volume 234, 2019, Pages 1351-1364. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.06.272>

Wallevik O. **Rheology--a scientific approach to develop self-compacting concrete.** In: Wallevik O, Nielsson I, editors. RILEM proceedings PRO 33: self-compacting concrete. Reykjavik: RILEM Publications, s.a.r.l.; 2003. p. 23-3

WU, L. ;, Lu, Z.; Zhuang, C.; Chen,Y.; Hu, R. **Mechanical Properties of Nano SiO₂ and Carbon Fiber Reinforced Concrete after Exposure to High Temperatures.** Materials (Basel). 2019. DOI: 10.3390/ma12223773

YOO, D. Y. ;YOON,Y. S. ;BANTHIA, N. **Predicting the post-cracking behavior of normal- and high-strength steel-fiber-reinforced concrete beams.** Construction and Building Materials.2015;p. 477–485

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

YU, A. B.; STANDISH, N.; MCLEAN, A. **Porosity calculation of binary mixtures of nonspherical particles.** Journal of the American Ceramic Society, v. 76, n. 11, p. 2813-2816, 1993. ISSN 1551-2916.

YU, A.; ZOU, R. **Prediction of the porosity of particle mixtures.** KONA Powder and Particle Journal, v. 16, n. 0, p. 68-81, 1998. ISSN 0288-4534.