

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Izabella Sant'Ana Storch

**ESTUDO SOBRE A TENSÃO DE ADERÊNCIA EM CONCRETOS
AUTOADENSÁVEIS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

São Carlos
2023

Izabella Sant'Ana Storch

**ESTUDO SOBRE A TENSÃO DE ADERÊNCIA EM CONCRETOS
AUTOADENSÁVEIS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO
REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, para obtenção do Título de Doutora em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

Coorientador: Prof. Dr. Artur Lenz Sartorti

São Carlos
2023



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Tese de Doutorado da candidata Izabella Sant'Ana Storch, realizada em 17/02/2023.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho (UFSCar)

Prof. Dr. Andre Luis Christoforo (UFSCar)

Profa. Dra. Alessandra Lorenzetti de Castro (EESC/USP)

Prof. Dr. Antonio de Paulo Peruzzi (UFU)

Prof. Dr. Carlos Eduardo Marmorato Gomes (UNICAMP)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

AGRADECIMENTO

Sou grata a Deus pela vida, por me dar força, discernimento e resiliência para superar os obstáculos e desafios.

Agradeço à minha família, especialmente minha querida mãe Cecília, por seu incondicional apoio, dedicação, e principalmente por ser um exemplo de força e de muita garra. Grata também à Ramage Maher pelo grandioso apoio, principalmente durante a fase em que o mundo passou por uma crise sanitária, fase essa em que os dias foram longos e difíceis, muito obrigada.

Minha profunda gratidão ao meu querido orientador Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho pela oportunidade, por me acompanhar, orientar, auxiliar, e pelo apoio sem medidas para o desenvolvimento dessa pesquisa. Agradeço também pela paciência e pela confiança.

Sou grata ao UNASP-EC pelo apoio, na pessoa do Prof. Dr. Artur Lenz Sartorti, também meu coorientador, por proporcionar a utilização das dependências do laboratório de materiais e estruturas no desenvolvimento da fase experimental. Agradeço ao técnico de laboratório Laercio Timoteo Del Puppo pelo incansável auxílio durante os ensaios de laboratório.

Agradeço às amigas Lilian Scatalon, Erika Thalyta Veras Pereira e Joslaine Dobelin, foram suporte de variadas formas e em variados momentos.

Sou grata à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão de bolsa, sem esse auxílio não teria sido possível passar por esse período de doutoramento.

Agradeço às empresas Tecnosil, Grace e Maccaferri pelo material doado para pesquisa.

Enfim, foram muitos que durante essa jornada contribuíram direta e indiretamente. Minha eterna gratidão!

RESUMO

STORCH, Izabella Sant'Ana. Estudo sobre a tensão de aderência e das propriedades mecânicas em concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento reforçados com fibras de aço. Tese de Doutorado em Engenharia Civil - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2023.

Esta pesquisa estudou o comportamento do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC) reforçado com fibras de aço em suas propriedades no estado fresco e estado endurecido, relacionadas às propriedades mecânicas, incluindo a resistência de aderência. Foram produzidos concretos de referência e concretos com a variação de dois níveis redução de consumo de cimento (12,5% e 17,5%), dois teores de reforço com fibra de aço (0,5% e 0,8%) e, por fim, dois diâmetros de barra de aço para os ensaios de arrancamento (10 mm e 16 mm). Os resultados foram comparados com os valores obtidos por formulações encontradas na literatura técnica e códigos normativos, sendo que estes, na maioria dos casos, subestimaram os valores obtidos experimentalmente. Foram propostas equações para previsão de tensão de aderência por meio de modelos de regressão. Foi demonstrado que é possível produzir CAABCC reforçado com fibras de aço mantendo as propriedades no estado fresco (ensaio de espalhamento) e seu desempenho mecânico, comparado com os concretos de referência. As equações para previsão de tensão de aderência última (τ_u), $\tau_{1,0}$ e a curva tensão de aderência vs. deslizamento (τ_δ) apresentaram elevado grau de precisão com os resultados experimentais.

Palavras-chave: aderência; arrancamento; concreto autoadensável; concreto com baixo consumo de cimento; fibra de aço; modelo de regressão.

ABSTRACT

STORCH, Izabella Sant'Ana. Study of bond strength and mechanical properties of steel fibre reinforced self-compacting concrete with low cement consumption. PhD Thesis in Civil Engineering - Federal University of São Carlos, São Carlos, 2023.

This research studied the behavior of Self-Compacting Concrete with Low Cement Consumption (SCCLCC) with steel fibers reinforced in their properties in both states fresh and hardened, related to mechanical properties including bond strength. Variable concretes were produced, such as, reference concretes and concretes with the variation of two levels of reduction of cement consumption (12.5% and 17.5%), two levels of reinforcement with steel fiber (0.5% and 0.8%), and, finally, two diameters of steel bar for the pullout tests (10 mm and 16 mm). The results were compared with the values obtained by formulations found in the technical literature and normative codes, which underestimated the values obtained experimentally, in most cases. Equations were proposed for predicting bond strength using regression models. It has been demonstrated that it is possible to produce SCCLCC with steel fibers reinforced maintaining the properties in the fresh state (spreading test) and its mechanical performance. The equations for predicting the ultimate bonding strength (τ_u), $\tau_{1,0}$, and the bonding strength curve vs. slip (τ_δ) showed a high degree of accuracy with the experimental results.

Keywords: bond; pull-out test; self-compacting concrete; low cement consumption concrete; steel fiber; regression models.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Diagrama que descreve o método de dosagem.....	22
Figura 3.1 - Geometria e classificação das fibras de aço de acordo com a ABNT NBR 15530:2019	24
Figura 3.2 - Esquema do ensaio de tenacidade à flexão em prismas segundo JSCE-SF4 (1984)	26
Figura 3.3 - Tenacidade à flexão a partir da curva carga <i>versus</i> deslocamento vertical	27
Figura 4.1 - Corpo de prova para o ensaio de arrancamento. a) modelo segundo RILEM; b) adaptação do modelo da RILEM	38
Figura 4.2 - Prisma para o ensaio de arrancamento segundo a Rehm e Eligehausen (1979)...	39
Figura 4.3 - Relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento	42
Figura 4.4 - Curva do modelo Huang <i>et al.</i> (1996)	44
Figura 4.5 - Relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento	46
Figura 4.6 - Valores dos cobrimentos.....	47
Figura 5.1 – Fluxograma metodologia aplicada na pesquisa.....	48
Figura 5.2 – Curva granulométrica do agregado miúdo.....	52
Figura 5.3 – Curva granulométrica do agregado graúdo.....	52
Figura 5.4 - Aferição do comprimento da fibra de aço utilizada.....	55
Figura 5.5 - Funil Marsh utilizado no ensaio.....	57
Figura 5.6 - Instrumentos para realização do ensaio de miniabatimento	58
Figura 5.7 - Ensaio de caracterização do concreto no estado fresco; a) espalhamento b) Caixa-L; c) Funil-V.....	63
Figura 5.8 – a) Tanque para cura úmida; b) Retífica de corpo de prova cilíndrico.....	64
Figura 5.9 – Corpo de prova submetido ao ensaio de resistência à compressão axial.....	65
Figura 5.10 - Corpo de prova posicionado e sendo solicitado para o ensaio.....	65
Figura 5.11 - Ensaio de módulo de elasticidade estático.....	66
Figura 5.12 – Corpo de prova submetido ao ensaio de tração na flexão.....	66
Figura 5.13 – Modelos para ensaio RILEM-FIP-CEB (1973).....	67
Figura 5.14 – Preparo e moldagem dos corpos de prova de aderência.....	69
Figura 5.15 – Instrumentação do ensaio de arrancamento.....	70
Figura 6.1 - Ponto de saturação do SP para pasta com 40% de fíler calcário.....	73
Figura 6.2 - Espalhamento da pasta aos 10 minutos.....	74
Figura 6.3 - Empacotamento dos agregados.....	75
Figura 6.4 – Obstrução durante ensaio de caixa-L gerado por fibras de aço.....	77
Figura 6.5 – Espalhamentos dos concretos auxiliares.....	77
Figura 6.6 – Espalhamento dos concretos auxiliares (continuação).....	79
Figura 6.7 - Concretos nos ensaios de: a) Funil-V e b) Caixa-L.....	83
Figura 6.8 - Concretos após ensaio de espalhamento a) CAAR-0; b) CAAR-0,5 e c) CAAR-0,8.....	84
Figura 6.9 - Concretos após ensaio de espalhamento a) CAABCC1-0, b) CAABCC1-0,5 e c) CAABCC1-0,8.....	85
Figura 6.10 - Concretos após ensaio de espalhamento a) CAABCC2-0, b) CAABCC2-0,5 e c) CAABCC2-0,8.....	86
Figura 6.11 - Corpos de prova após ensaio de resistência à compressão axial a) CAAR-0 e b) CAAR-0,5.....	89
Figura 6.12 - Corpos de prova prismáticos após ensaio de tração na flexão.....	91
Figura 6.13 – Nomenclatura utilizada nos corpos de prova.....	94
Figura 6.14 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAAR-0-B10-RILEM e b) CAAR-0-B16-RILEM.....	95

Figura 6.15 – Corpos de prova durante ensaios de arrancamento do CAAR-0.....	96
Figura 6.16 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento CAAR-0	97
Figura 6.17 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAAR-0,5-B10-RILEM e b) CAAR-0,5-B16-RILEM	97
Figura 6.18 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAAR-0,5	98
Figura 6.19 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAAR-0,8-B10 e b) CAAR- 0,8-B16	99
Figura 6.20 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAAR-0,8	100
Figura 6.21 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0-B10 e b) CAABCC1-0-B16	101
Figura 6.22 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0-B10, b) CAABCC1-0-B16 e c) CAABCC1-0-B16.....	102
Figura 6.23 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0,5-B10 e b) CAABCC1-0,5-B16	103
Figura 6.24 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,5.....	104
Figura 6.25 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0,8-B10 e b) CAABCC1-0,8-B16	105
Figura 6.26 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,8.....	106
Figura 6.27 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC2-0-B10 e b) CAABCC2-0-B16	107
Figura 6.28 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC2-0.....	108
Figura 6.29 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC2-0,5-B10 e b) CAABCC2-0,5-B16	109
Figura 6.30 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC2-0,5.....	110
Figura 7.1 – Síntese dos resultados da resistência ao deslizamento em função dos deslizamentos (a) e dos valores médios e últimos (b)	114
Figura 7.2 – Síntese dos resultados da resistência característica à compressão do concreto determinada no dia do ensaio	115
Figura 7.3 – Resistência à compressão de acordo com a idade e redução do consumo de cimento	118
Figura 7.4 – Resistência à compressão de acordo com a idade e adição de fibra de aço	120
Figura 7.5 – Resistência à tração na flexão dos concretos aos 28 dias.....	122
Figura 7.6 – Resistência à tração experimental em comparação aos valores obtidos por formulações indicados por normas	123
Figura 7.7 – Valores de relação λ dos concretos produzidos	124
Figura 7.8 – Módulo de elasticidade dinâmico.....	125
Figura 7.9 – Módulo de elasticidade estático dos concretos aos 28 dias.....	126
Figura 7.10 – Comparação dos resultados experimentais para o módulo de elasticidade dinâmico com as formulações indicadas por normas	128
Figura 7.11 – Valores de relação λ para os concretos produzidos	129
Figura 7.12 – Consumo de cimento referente à resistência à compressão de acordo com a idade do concreto.....	130
Figura 7.13 – Consumo de materiais ligantes referente à resistência à compressão de acordo com a idade do concreto	131
Figura 7.14 – Porcentagem de redução de a) consumo de cimento aos 28 dias e a redução em relação aos respectivos concretos de referência	132
Figura 7.15 – Porcentagem de redução de consumo de materiais ligantes aos 28 dias e a redução em relação aos respectivos concretos de referência.....	133

Figura 7.16 – Comparação das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento entre os corpos de prova de diferentes consumos de cimento sem adição de FA a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm.....	134
Figura 7.17 – Comparação das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento entre os corpos de prova de diferentes consumos de cimento com 0,5% de FA a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm.....	135
Figura 7.18 – Comparação das curvas tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento entre os corpos de prova de diferentes consumos de cimento com 0,8% de FA a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm.....	136
Figura 7.19 – Comparação entre dosagens compostas por CAAR e barras de aço de 10 mm e 16 mm a) sem adição de FA, b) 0,5% de FA e c) 0,8% de FA	138
Figura 7.20 – Comparação entre dosagens compostas por CAABCC1 e barras de aço de 10 mm e 16 mm a) sem adição de FA, b) 0,5% de FA e c) 0,8% de FA	140
Figura 7.21 – Comparação entre dosagens compostas por CAABCC2 e barras de aço de 10 mm e 16 mm a) sem adição de FA e b) 0,5% de FA.....	141
Figura 7.22 – Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento dos modelos produzidos com CAAR variando-se o teor de fibras de aço a) barra de aço de 10 mm e b) barra de aço de 16 mm.....	143
Figura 7.23 – Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento dos modelos produzidos com CAABCC1 variando-se o teor de fibras de aço a) barra de aço de 10 mm e b) barra de aço de 16 mm.....	144
Figura 7.24 – Curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento dos modelos produzidos com CAABCC2 variando-se o teor de fibras de aço a) barra de aço de 10 mm e b) barra de aço de 16 mm.....	145
Figura 7.25 – Variação do comportamento da resistência última de aderência em relação à resistência à compressão do concreto para ensaios de arrancamento das dosagens estudadas e as formulações de previsão de resistência de aderência a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm.....	149
Figura 7.26 – Variação do comportamento da resistência média de aderência em relação à resistência à compressão do concreto para ensaios de arrancamento das dosagens estudadas e as formulações de previsão de resistência de aderência a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm.....	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Pesquisas com CAA com baixo consumo de cimento e adições minerais.....	8
Tabela 2.2 - Valores recomendados para ensaios de verificação do CAA.....	19
Tabela 2.3 - Ensaios para avaliação das propriedades do CAA no estado fresco	20
Tabela 3.1 - Pesquisas com CAA reforçado com fibras de aço	28
Tabela 4.1 - Principais fatores que influenciam a resistência de aderência	36
Tabela 4.2 - Parâmetros do modelo Huang <i>et al.</i> (1996).....	43
Tabela 4.3 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para barras nervuradas.....	46
Tabela 5.1 – Características do cimento utilizado.....	49
Tabela 5.2 – Características da sílica ativa empregada.....	49
Tabela 5.3 – Características do fíler calcário.....	50
Tabela 5.4 - Principais características do superplastificante utilizado.....	50
Tabela 5.5 - Distribuição granulométrica dos agregados.....	51
Tabela 5.6 – Massa unitária no estado solto agregado miúdo.....	53
Tabela 5.7 – Massa unitária no estado solto agregado graúdo.....	53
Tabela 5.8 – Massa específica e absorção dos agregados.....	53
Tabela 5.9 – Resumo da caracterização dos agregados.....	54
Tabela 5.10 – Características da fibra de aço utilizada.....	54
Tabela 5.11 - Sequência de colocação de materiais e tempo de mistura.....	57
Tabela 5.12 - Previsão de ensaios no estado endurecido dos concretos.....	64
Tabela 5.13 - Quantidade de corpos de prova produzidos para ensaio	68
Tabela 6.1 – Composição da pasta para produção dos concretos.....	74
Tabela 6.2 - Consumo de materiais para 1 m ³ das dosagens dos concretos auxiliares.....	76
Tabela 6.3 - Consumo de materiais para 1 m ³ das dosagens dos concretos auxiliares.....	78
Tabela 6.4 - Consumo de materiais para 1 m ³ de concreto	80
Tabela 6.5 - Consumo de materiais para 1 m ³ das dosagens dos concretos	80
Tabela 6.6 - Consumo de materiais para 1 m ³ das dosagens dos concretos	81
Tabela 6.7 – Comportamento do CAAR (0; 0,5 e 0,8) no estado fresco.....	81
Tabela 6.8 – Comportamento do CAABCC1 (0; 0,5 e 0,8) no estado fresco.....	82
Tabela 6.9 – Comportamento do CAABCC2 (0; 0,5 e 0,8) no estado fresco.....	82
Tabela 6.10 - Resultados de massa específica dos concretos aos 28 dias.....	87
Tabela 6.11 - Resistência à compressão do CAAR (0; 0,5 e 0,8).....	88
Tabela 6.12 - Resistência à compressão do CAABCC1 (0; 0,5 e 0,8).....	88
Tabela 6.13 - Resistência à compressão do CAABCC2 aos 7, 14, 28, e 91 dias.....	89
Tabela 6.14 – Resultados dos ensaios de tração na flexão dos concretos.....	90
Tabela 6.15 - Módulo de elasticidade dinâmico do CAAR (0; 0,5 e 0,8).....	92
Tabela 6.16 - Módulo de elasticidade dinâmico CAABCC1 (0; 0,5 e 0,8).....	92
Tabela 6.17 – Módulo de elasticidade dinâmico CAABCC2 (0; 0,5 e 0,8).....	93
Tabela 6.18 – Valores obtidos nos ensaios de módulo de elasticidade estático.....	93
Tabela 6.19 – Resultados dos ensaios de tração em barras nervuradas (CA-50).....	94
Tabela 6.20 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAAR-0.....	96
Tabela 6.21 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR-0.....	96
Tabela 6.22 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAAR-0,5.....	98
Tabela 6.23 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR-0,5.....	98
Tabela 6.24 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAAR-0,8.....	99
Tabela 6.25 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR-0,8.....	100
Tabela 6.26 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC1-0.....	101
Tabela 6.27 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1-0.....	102

Tabela 6.28 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC1-0,5.....	103
Tabela 6.29 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,5	104
Tabela 6.30 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC1-0,8.....	105
Tabela 6.31 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,8	106
Tabela 6.32 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC2-0.....	107
Tabela 6.33 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC2-0	108
Tabela 6.34 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC2-0,5.....	109
Tabela 6.35 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC2-0,5	110
Tabela 7.1 – Formulações para previsão do Módulo de elasticidade e resistência à tração...	112
Tabela 7.2 – Resultado da ANOVA dos modelos de regressão das Equações de 7.6 a 7.11 .	116
Tabela 7.3 – Resultado da ANOVA do modelo de regressão da Equação 7.12.....	117
Tabela 7.4 – Relação entre os resultados da resistência à compressão para diferentes idades entre os CAABCC e os CAAR a depender do teor de adição de fibras de aço.....	118
Tabela 7.5 – Comparação do ganho de resistência com o passar do tempo com valores de norma.....	119
Tabela 7.6 – Relação entre os resultados da resistência à compressão para diferentes idades para concretos com mesmo teor de cimento e variação do teor de adição de fibras de aço	121
Tabela 7.7 – Comparação entre valores de f_{ct} obtidos em ensaios com a resistência compressão	124
Tabela 7.8 – Comparação entre de valores de E_c obtidos em ensaios aos 28 dias pelo método dinâmico e estático a) concretos com mesmo teor de cimento e variação de fibras b) concretos com mesma quantidade de fibras e variação de teor de cimento	126
Tabela 7.9 – Comparação entre valores de E_c obtidos em ensaios aos 28 dias pelo método dinâmico e estático	127
Tabela 7.10 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios de corpos de provas sem adição de FA, e barras de aço de 10 mm e 16 mm.....	135
Tabela 7.11 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios de corpos de provas com adição de 0,5% FA, e barras de aço de 10 mm e 16 mm.....	136
Tabela 7.12 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios de corpos de provas com adição de 0,8% FA, e barras de aço de 10 mm e 16 mm.....	137
Tabela 7.13 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAAR, e barras de aço de 10 mm e 16 mm	139
Tabela 7.14 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC1, e barras de aço de 10 mm e 16 mm....	141
Tabela 7.15 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC2, e barras de aço de 10 mm e 16 mm	142
Tabela 7.16 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAAR, e barras de aço de 10 mm e 16 mm	143
Tabela 7.17 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC1, e barras de aço de 10 mm e 16 mm	144
Tabela 7.18 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC2, e barras de aço de 10 mm e 16 mm	145
Tabela 7.19 – Valores calculados por meio de formulações de normas em função do $f_{c,28}$...	146
Tabela 7.20 – Comparação valores experimentais de aderência e NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).....	147
Tabela 7.21 – Comparação valores experimentais de aderência e CEB-FIB (2010)	148

Tabela 7.22 – Comparação valores experimentais de aderência e autores.....	150
Tabela 7.23 – Comparação valores experimentais de aderência e autores.....	152

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos.....	2
1.1.1 Geral.....	2
1.1.2 Específicos.....	2
1.2 Justificativa	2
1.3 Organização do texto.....	3
2. CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO.....	5
2.1 Considerações iniciais.....	5
2.2 Indicadores consumo de cimento	6
2.3 Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento	6
2.4 As vantagens do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento	13
2.5 Produção de concreto com baixo consumo de cimento	15
2.6 Propriedades do CAABCC no estado fresco.....	17
2.7 Verificação das propriedades do CAABCC no estado fresco.....	18
2.7.1 Parâmetros de avaliação do CAA	18
2.8 Metodologias de dosagem	21
2.8.1 Método de Gomes, Gettu e Agulló (2002;2003).....	21
3. CONCRETO AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO.....	23
3.1 Considerações iniciais.....	23
3.2 Fibra de aço.....	24
3.3 Influência do reforço com fibras no concreto	25
3.4 Controle de tenacidade em prismas	26
3.5 Concreto autoadensável reforçado com fibras de aço.....	27
4. ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO.....	34
4.1 Considerações iniciais.....	34
4.2 Modos de ruptura	35
4.3 Fatores que influenciam a resistência de aderência	36
4.4 Determinação de resistência de aderência por ensaio de arrancamento direto (Pull-out test)	37
4.4.1 Ensaio de arrancamento RILEM-FIP-CEB (1973)	38
4.4.2 Ensaio de arrancamento Rhem e Eligehausen (1979)	38
4.5 Prescrições dos códigos normativos sobre aderência	39
4.5.1 FIB MODEL CODE 2010 (2012).....	39
4.5.2 NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).....	40
4.6 Modelos teóricos para curva tensão versus deslizamento	41
4.6.1 Harajli et al. (1995).....	42
4.6.2 Huang et al. (1996)	43
4.6.3 Barbosa (2001)	44
4.6.4 FIB MODEL CODE 2010 (2012).....	45

5.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	48
5.1	Materiais.....	48
5.1.1	Cimento Portland.....	49
5.1.2	Sílica Ativa.....	49
5.1.3	Fíler calcário.....	49
5.1.4	Aditivo superplastificante.....	50
5.1.5	Agregado miúdo e graúdo.....	50
5.1.5.1	Composição granulométrica NBR NM 248:2003 (ABNT, 2003).....	51
5.1.5.2	Massa unitária em estado solto.....	53
5.1.5.3	Massa específica e absorção de água.....	53
5.1.6	Fibra de aço.....	54
5.2	Determinação das dosagens dos concretos.....	55
5.2.1	Etapa pasta.....	56
5.2.2	Etapa agregado.....	58
5.2.3	Etapa concreto.....	60
5.2.4	Etapa preliminar de produção de concreto.....	61
5.2.5	Determinação definitiva das dosagens dos concretos.....	62
5.3	Ensaio de determinação das propriedades do concreto no estado fresco.....	62
5.4	Ensaio de determinação das propriedades do concreto no estado endurecido.....	64
5.4.1	Resistência à compressão.....	64
5.4.2	Módulo de elasticidade dinâmico pelo método acústico.....	65
5.4.3	Módulo de elasticidade estático.....	66
5.4.4	Resistência à tração na flexão.....	66
5.5	Determinação das propriedades mecânicas do aço.....	67
5.6	Determinação da resistência de aderência.....	67
5.6.1	Produção dos corpos de prova.....	68
5.6.2	Instrumentação do ensaio de arrancamento.....	70
5.7	Modelo para previsão de tensão de aderência.....	71
6	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	72
6.1	Dosagem dos concretos.....	72
6.1.1	Etapa pasta.....	72
6.1.1.1	Teor de superplastificante.....	72
6.1.1.2	Verificação referente ao teor de fíler calcário.....	73
6.1.2	Etapa agregados.....	75
6.1.3	Etapa concreto – Concretos auxiliares.....	75
6.2	Dosagem definitivas dos concretos.....	79
6.3	Concretos no estado fresco.....	81
6.4	Características físicas e mecânicas do concreto no estado endurecido.....	86
6.4.1	Massa específica.....	87
6.4.2	Resistência à compressão axial.....	87
6.4.3	Ensaio de Tração na Flexão.....	90
6.4.4	Módulo de elasticidade dinâmico pelo método acústico.....	91
6.4.5	Módulo de elasticidade estático.....	93
6.5	Caracterização das barras de aço.....	94
6.6	Ensaio de arrancamento.....	94
6.6.1	CAAR-0.....	95
6.6.2	CAAR-0,5.....	97

6.6.3	CAAR-0,8.....	99
6.6.4	CAABCC1-0	100
6.6.5	CAABCC1-0,5	102
6.6.6	CAABCC1-0,8	104
6.6.7	CAABCC2-0	107
6.6.8	CAABCC2-0,5	108
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS	111
7.1	Considerações iniciais.....	111
7.1.1	Critérios referente à previsão do módulo de elasticidade e resistência à tração do concreto	111
7.1.2	Critérios referente à previsão resistência de aderência.....	112
7.2	Modelos matemáticos para previsão de tensão de aderência	113
7.3	Resistência à compressão	117
7.3.1	Efeitos da redução do consumo de cimento	117
7.3.2	Efeitos da adição de fibras de aço	120
7.4	Resistência à tração na flexão.....	122
7.5	Módulo de elasticidade dinâmico e estático	125
7.6	Indicadores de consumo de cimento	129
7.7	Ensaio de arrancamento.....	133
7.7.1	Comparação entre dosagens com diferentes consumos de cimento.....	134
7.7.1.1	Concretos sem adição de fibras de aço	134
7.7.1.2	Concretos com 0,5% de adição de fibras de aço.....	135
7.7.1.3	Concretos com 0,8% de adição de fibras de aço.....	136
7.7.2	Efeito diâmetro de barra de aço.....	137
7.7.2.1	CAAR.....	137
7.7.2.2	CAABCC1	139
7.7.2.3	CAABCC2	141
7.7.3	Comparação entre concretos com diferentes teores de fibra de aço.....	142
7.7.3.1	CAAR.....	142
7.7.3.2	CAABCC1	144
7.7.3.3	CAABCC2	145
7.8	Comparação entre os ensaios de aderência e as prescrições normativas para o cálculo de resistência de aderência.....	146
7.9	Comparação entre os resultados experimentais de resistência de aderência e os modelos teóricos.....	148
8	CONCLUSÕES.....	153
8.1	Análise crítica da revisão bibliográfica	153
8.2	Estudo sobre a dosagem dos concretos	154
8.3	Concretos no estado fresco.....	155

8.4	Concretos no estado endurecido.....	155
8.5	Indicadores de consumo de cimento e de materiais ligantes	157
8.6	Ensaio de aderência	158
8.7	Proposta de modelo de previsão para a tensão de aderência	159
8.8	Comparação dos resultados com formulações para previsão de propriedades mecânicas e da tensão de aderência	159
8.9	Considerações finais	160
8.10	Sugestões Para Trabalhos Futuros	161
	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	<i>163</i>

1. INTRODUÇÃO

Há diferentes tipos de sistemas estruturais na engenharia civil, o concreto é o material mais aplicado para esse fim. Sua importância para o setor construtivo é inquestionável. A tecnologia do concreto é alvo de grande volume de pesquisas, resulta disso variados tipos de concretos e aplicações de materiais para sua produção. Esse grande volume de emprego do concreto acarreta altos índices de impactos ambientais. Nos últimos anos tem crescido o número de pesquisas que foquem a redução do consumo de cimento, principalmente pela substituição por adições como sílica ativa, metacaulim, cinza volante, entre outros. Storch (2018) estudou a redução do consumo de cimento em concreto autoadensável, e atingiu bons índices de redução de consumo de cimento, cerca de 25%.

Como avanço dos estudos dessa temática, essa pesquisa focou na produção de concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC) reforçado com fibras de aço. Sabe-se que o concreto tem ótima resistência à compressão, porém, apresenta-se como material frágil, com pouca capacidade de deformação antes de romper por esforços de tração, e por consequência, é um material muito susceptível à fissuração. A adição de fibras de aço tem como objetivo provocar melhorias quanto a esses fatores negativos apresentados. Esse tipo de concreto pode ser aplicado principalmente em elementos de superfície, revestimento de túneis e produção de tubos de concreto para obras de saneamento (FIGUEIREDO, 2011).

Elementos estruturais de concreto contam com a ligação entre concreto e aço para resistir aos esforços solicitantes. Nessa ligação a aderência é de extrema importância, e se tratando de concreto com baixo consumo de cimento reforçado com fibras que apresenta alta resistência à compressão, pode-se dizer que não há pesquisas relacionadas à sua aplicação estrutural.

1.1 Objetivos

1.1.1 Geral

O objetivo principal foi o estudo teórico-experimental do comportamento da aderência entre barras de aço e o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço.

1.1.2 Específicos

Os objetivos específicos foram:

- Produzir concretos com baixo consumo de cimento introduzindo em sua composição fibras de aço, avaliando suas propriedades no estado fresco e propriedades mecânicas, notadamente, resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração na flexão e resistência de aderência;
- Estudar o comportamento da aderência da barra de aço e o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço comparando com o comportamento da aderência em concretos autoadensáveis de referência;
- Analisar o impacto da adição de fibras de aço na dosagem de concreto com baixo consumo de cimento, no estado fresco, bem como nas características mecânicas principais;
- Propor equações, obtidas por meio de modelos de regressão, para previsão de tensão de aderência.

1.2 Justificativa

À nível mundial, a indústria cimenteira consome cerca de 13% da energia do setor industrial, chegando ao patamar de 10% de emissão de CO₂ (MATOS *et al.*, 2019). Uma das formas de reduzir essas emissões é a redução do consumo de cimento no concreto, é crescente o número de pesquisas envolvendo concretos que propõem reduzir o consumo de cimento na mistura, substituindo esse material por outro capaz de desempenhar função ligante (Ver Tabela 2.1). Nessa temática o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC) vem sendo estudado nessa linha de pesquisa contado com produção de Storch (2018) e Barboza (2018), em que a redução do consumo de cimento se dá pela retirada desse material da dosagem,

sem substituir por outro material ligante. Avançando nesse tema, tem-se essa pesquisa em que além de reduzir o consumo de cimento, reforçou o CAABCC com fibras de aço. Ressalta-se que também foi realizado estudo de aderência com esses concretos desenvolvidos.

Variados fatores podem interferir na resistência de aderência entre o aço e o concreto e, os avanços em pesquisas com desenvolvimento de concretos cada vez mais tecnológicos e eficientes, torna necessária a investigação dessa ligação a fim de possibilitar uso adequado de comprimentos de ancoragem que se apresentem seguros e racionalizados.

O comprimento de ancoragem previsto pelos códigos normativos é baseado principalmente no tipo de conformação superficial da barra de aço, da situação de boa ou má aderência, diâmetro da barra de aço e resistência à tração do concreto. Porém, fatores como adição de fibras de aço e a redução de consumo de cimento, podem influenciar a resistência de aderência e, como não há trabalhos relacionados com este tipo de concreto, torna-se necessário o seu estudo.

Nesse cenário, esta pesquisa visou ampliar o conhecimento a respeito da aderência, ao realizar programa experimental envolvendo concreto com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço, verificando o efeito desse tipo de concreto, bem como comparando os resultados experimentais com alguns modelos teóricos e prescrições de normas, além de propor modelos de previsão para a tensão de aderência que melhor representam os valores obtidos em ensaios, possibilitando adequação das formulações de códigos normativos que considerem os avanços obtidos na tecnologia do concreto.

1.3 Organização do texto

O texto foi estruturado em sete capítulos. O primeiro capítulo “INTRODUÇÃO” tem por objetivo apresentar de forma sucinta o assunto abordado na pesquisa. Nesse capítulo há a apresentação da justificativa, do objetivo geral, bem como dos objetivos específicos, além da estruturação do texto.

O segundo capítulo “CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO” abrange a revisão sobre os principais tópicos para produção desse tipo de concreto como: caracterização do CAABCC, indicadores de consumo, vantagens de se utilizar menos cimento na obtenção do concreto, aspectos sobre sua produção e sobre verificação das propriedades do CAABCC no estado fresco e metodologia de dosagem dos concretos produzidos nessa pesquisa.

O terceiro capítulo “CONCRETO AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO” discorre a respeito da influência da adição de fibras de aço no concreto, bem como a indicação de variados trabalhos que utilizaram esse tipo de concreto em suas pesquisas, focando a análise nos ensaios realizados, consumo de cimento, consumo de material cimentício, consumo de fibras de aço e principais conclusões.

“ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO” é o tema geral do quarto capítulo e apresenta as parcelas de aderência, os modos de ruptura, os fatores que influenciam a aderência, os ensaios para determinar a tensão de aderência, prescrições dos códigos normativos, além de modelos teóricos indicados por alguns autores.

No quinto capítulo “MATERIAIS E MÉTODOS” apresenta-se os materiais empregados na pesquisa, a caracterização destes, a metodologia a ser seguida para alcançar os objetivos traçados, bem como o planejamento da fase experimental.

O capítulo seis “PROGRAMA EXPERIMENTAL” é composto pela apresentação dos resultados desde a dosagem dos concretos até a avaliação de suas propriedades no estado fresco e endurecido, engloba ainda os resultados dos ensaios de arrancamento.

No capítulo sete “ANÁLISE DOS RESULTADOS” é composto pela apresentação dos resultados e discussões.

No capítulo oito “CONCLUSÕES” são elencadas as conclusões e principais considerações a respeito da pesquisa realizada, além de sugestões para pesquisas futuras.

Por fim, são indicadas as referências bibliográficas consultadas para essa pesquisa.

2. CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO

2.1 Considerações iniciais

O concreto autoadensável foi desenvolvido por Okamura nos anos de 1990 (OUSHI *et al.*, 1996) e sua evolução é contínua pelo grande volume de pesquisas que são realizadas nessa temática. As vantagens de utilizar o concreto autoadensável em detrimento do concreto comum vibrado estão principalmente ligados às suas características no estado fresco. O concreto autoadensável é fluido sem que haja segregação e exsudação, esse fator influencia a concretagem, pois ocupa os espaços das formas sem necessidade de adensamento. Os elementos estruturais concretados com concreto autoadensável apresentam bom acabamento e menor índice de problemas com obstrução do concreto pela armadura. Além disso, a utilização desse tipo de concreto gera maior rapidez na execução e menor consumo de energia.

A produção de concreto autoadensável geralmente requer alto consumo de cimento e materiais finos, utilização de superplastificante, e baixa relação a/c, além de controle rigoroso de suas propriedades no estado fresco. Esses fatores favorecem a produção de concreto de alta qualidade apresentando boas características não só em estado fresco, como também, em estado endurecido, sejam elas mecânicas ou de durabilidade.

Sendo o concreto um dos materiais mais utilizados no mundo, há alta emissão de CO₂ e consumo de energia para sua produção. Naturalmente, nos últimos anos, vários trabalhos (Tabela 2.1) têm focado a busca pela sustentabilidade e ecoeficiência na produção do CAA. Geralmente os pesquisadores fazem a substituição do cimento por outro material pozolânicos, reduzindo então, o consumo de cimento. O foco dessa pesquisa é a redução do consumo de cimento pela redução do teor de pasta no concreto, diminuindo assim o consumo total de materiais finos. Este capítulo apresenta breve revisão bibliográfica sobre o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento.

2.2 Indicadores consumo de cimento

Para comparar o consumo de cimento e consumo de materiais ligantes na dosagem dos concretos, dois índices são utilizados nessa pesquisa (Equação 2.1 e 2.2) baseados em Rebmann (2011):

$$C_{rc} = \frac{V_c}{p} \quad (2.1)$$

$$C_{rml} = \frac{V_{ml}}{p} \quad (2.2)$$

Sendo: C_{rc} consumo de cimento em $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$; C_{rml} consumo de materiais ligantes em $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$; V_c volume de cimento em kg.m^{-3} ; V_{ml} volume de materiais ligantes em kg.m^{-3} ; p o parâmetro adotado.

É comum caracterizar um concreto pela sua resistência à compressão alcançada aos 28 dias. Esses índices, portanto, representam a quantidade de cimento ou materiais ligantes utilizados em um metro cúbico de concreto para alcançar cada MPa de resistência.

2.3 Concreto autoadensável com baixo consumo de cimento

A taxa aproximada de produção de concreto à nível mundial é de cerca de 4.168 milhões de toneladas. O consumo de concreto em larga escala se dá por apresentar características como: baixo custo relativo de produção, alta aplicabilidade, durabilidade, e resistência ao fogo. Essas vantagens consolidam ainda mais sua grande utilização. Em contrapartida, esse volume de produção e aplicação de concreto acarreta elevados índices de emissão de CO_2 , a produção e transporte de concreto é responsável por cerca de 10% de CO_2 produzido pelo homem. Estima-se que em 2021, para cada tonelada de cimento produzido, há emissão de 633 kg de CO_2 para a atmosfera (MICHAEL; YOSHITAKA, 2011; MEHTA; MONTEIRO, 2014; SNIC, 2021).

Devido à alta emissão de gases gerado pelo consumo de energia diretamente proporcional ao alto consumo desse material, as empresas necessitam buscar medidas que amenizem esses fatores, Mehta e Monteiro (2014) indicam que uma das ferramentas para a desaceleração de emissão de gases é diminuir o consumo de cimento na dosagem do concreto, seja pela substituição desse cimento por materiais ligantes complementares, ou pela redução do consumo de cimento pela redução do teor de pasta na dosagem, indica ainda alterar o uso comum da idade de 28 para 56 dias do concreto. Nesse contexto, há crescente busca por estudo de concreto sustentável, ou chamados eco eficientes, em que visam minimizar os efeitos

nocivos ao meio ambiente a respeito da produção de concreto. A escolha dos materiais será dependente de seu desempenho em termos de sustentabilidade. Na Tabela 2.1 elenca-se diversas pesquisas que foram realizadas nos últimos anos sobre essa temática o foco foi o estudo em concreto autoadensável.

Para compor a Tabela 2.1, optou-se por apresentar a dosagem do artigo em voga que possui menor consumo de cimento relativo à resistência alcançada aos 28 dias, ou seja, a dosagem apresentada pelos autores que chegaram aos menores índices de consumo relativo de cimento. Então, apresenta-se o consumo de cimento dessa dosagem, o consumo de ligantes complementares, a resistência à compressão aos 28 dias, o consumo relativo de cimento por metro cúbico por MPa, o consumo relativo de materiais ligantes por metro cúbico por MPa, os ensaios realizados na pesquisa em foco, as principais conclusões e a referência. O objetivo foi elencar as pesquisas e relacioná-las aos índices de consumo de cimento que se tem alcançado em detrimento do índice de consumo de materiais ligantes no total.

Tabela 2.1 - Pesquisas com CAA com baixo consumo de cimento e adições minerais

Cons. de cimento (kg.m ⁻³)	Cons. de ligantes compl. (kg.m ⁻³)	f _{cm,28} (MPa)	C _{rc} (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	C _{rml} (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	Ensaio	Principais conclusões	Referência
180,0	360 (CV) 60 (SA)	54,0	3,3	11,0	Funil-V, espalhamento, compressão, tração na compressão, módulo, gelo e degelo, penetração de cloretos	As misturas com as adições minerais em substituição ao cimento apresentaram bons resultados mecânicos e de durabilidade, cinza volante sem sílica ativa não é indicado utilizar. A resistência residual após congelamento foi maior em misturas com adições	Yazici, (2008)
180,0	202,5 (CV), 67,5 (SA)	44,9	4,0	10,0	Funil-V, espalhamento, caixa-L, compressão, absorção de água, penetração de cloretos, resistividade elétrica	As adições melhoraram as características no estado fresco, reduziram a permeabilidade aos íons cloretos, resultaram em baixa permeabilidade, aumentou a resistividade elétrica	Gesoglu et al., (2009)
472,0	92 (CV)	56,8	8,3	9,9	Espalhamento, funil-V, caixa-L, compressão	Propuseram método de dosagem com base nos resultados dos ensaios no estado fresco. Concluíram que os índices aferidos em cada ensaio no estado fresco não devem ser analisados isoladamente	Nepomuce no et al., (2014)
268	107 (CV) 107 (SA)	57,4	4,67	8,4	Espalhamento; compressão 28 dias; dados sobre emissão de CO ₂	Utilizar adições minerais na dosagem do concreto reduz a emissão de CO ₂ e diminui índice de energia gasto na produção	Long et al., (2015)

Onde: C_r é consumo relativo; CV é cinza volante; SA é sílica ativa.

Fonte: Autora (2023).

Tabela 2.1 - Pesquisas com CAA com baixo consumo de cimento e adições minerais (continuação)

Cons. de cimento (kg.m ⁻³)	Cons. de ligantes compl. (kg.m ⁻³)	f _{cm,28} (MPa)	C _r de cimento (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	C _r de ligantes (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	Ensaio	Principais conclusões	Referência
276	184 (E)	58	4,76	7,93	Espalhamento; caixa-L; densidade; compressão; módulo; tração; porosidade; retração por secagem	As características no estado fresco do concreto de controle apresentaram melhores resultados que os concretos com adições e, redução nas características mecânicas. Em termos de durabilidade, concretos com adições apresentaram melhores resultados	Zhao et al., 2015
144	336 (POFA)	65,5	2,2	7,33	Espalhamento, funil-V, compressão, tração na compressão, módulo, permeabilidade ao cloreto, absorção por imersão e resistência residual após altas temperaturas	A adição acarretou menores resistências nas primeiras idades dos concretos, mas em idades maiores alcançou melhores resultados. As adições melhoraram o desempenho dos concretos em termos de absorção de água e permeabilidade a íons cloreto	Alsubari et al., 2016
347	116 (CV) 116 (CA)	118	2,94	4,91	Espalhamento; funil-V; anel-J; teste de segregação, resistência à compressão	O uso de adições minerais em substituição ao cimento melhorou a resistência à compressão, e as características no estado fresco	Le et al., 2016
-	228 (E) 228 (CV)	66	5,3	12,19	Espalhamento; anel-J; compressão; módulo; retração; velocidade de pulso ultrassônico; penetração de cloretos	A pesquisa focou dosar CAA de alta resistência sem cimento. Foi usado aglutinante SFC não cimentado. As dosagens com adições apresentaram melhora em suas características no estado fresco, físicas e mecânicas e durabilidade	Nguyen et al., 2016

Onde: C_r é consumo relativo; E é escória; POFA é cinza de combustível de óleo de palma; CV é cinza volante; CA é cinza de casca de arroz.

Fonte: Autora (2023).

Tabela 2.1 - Pesquisas com CAA com baixo consumo de cimento e adições minerais (continuação)

Cons. de cimento (kg.m ⁻³)	Cons. de ligantes compl. (kg.m ⁻³)	f _{cm,28} (MPa)	C _r de cimento (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	C _r de ligantes (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	Ensaio	Principais conclusões	Referência
384	96 (POFA)	61	6,3	7,87	Espalhamento, funil-V, caixa-L, anel-J, compressão, retração, tração na flexão, absorção por imersão, ataque de sulfato, DRX	As propriedades do estado fresco foram mantidas, a resistência à compressão dos concretos com adição foi inferior que a do concreto de referência aos 28 dias, porém, após os 100 dias os resultados se aproximaram. Houve melhoria na durabilidade	Ranjbar et al., 2016
430,0	185 (CV)	33,0	13	18,6	Espalhamento, caixa-L, funil-V, compressão, carbonatação acelerada e resistividade elétrica	O uso de adições minerais pode compensar parte da perda de resistência à compressão, resistência à carbonatação e resistividade elétrica gerada pela utilização de agregado reciclado	Navdeep and Singh, (2016)
400	150 (pó de mármore)	57,3	6,98	9,6	Espalhamento, funil-V, resistência à compressão	A pesquisa focou a dosagem de CAA sustentável produzido com resíduo de mármore pelo método da superfície	Alyamac et al., 2017
200	50 (SA) 200 (pó de pedra pomes)	54	3,70	8,33	Anel-J; funil-V; caixa-U; compressão	Foi estudado a utilização de pó de pedra pomes para substituir parte do cimento. Misturas com pó de pedra pomes requereu mais SP, a resistência à compressão não sofreu alteração	Ardalan et al., 2017
320	80 (SA)	89	3,6	4,49	Espalhamento, anel-J, caixa-L, funil-V, tubo-U, compressão, módulo, MEV, espectroscopia de raio-x	O uso de adições melhorou o estado fresco e endurecido. O uso de metacaulim acarretou melhora na zona de transição dos concretos. Os resultados da análise de EDS demonstraram que menores razões Ca/Si indicam a melhoria da resistência à compressão	Dadsetan and Bai 2017

Onde: C_r é consumo relativo; POFA é cinza de combustível de óleo de palma; CV é cinza volante; SA é sílica ativa.

Fonte: Autora (2023).

Tabela 2.1 - Pesquisas com CAA com baixo consumo de cimento e adições minerais (continuação)

Cons. de cimento (kg.m ⁻³)	Cons. de ligantes compl. (kg.m ⁻³)	f _{cm,28} (MPa)	C _r de cimento (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	C _r de ligantes (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	Ensaios	Principais conclusões	Referência
206	11 (SA) 75 (CV)	29	7,1	10,07	Espalhamento, anel-J, funil-V, compressão, retração, gele e desgelo, resistividade elétrica, penetração de cloreto	As dosagens apresentaram bons resultados no estado fresco e endurecido. Dosagens com maior quantidade de adições na mistura apresentaram redução na retração por secagem, os concretos apresentaram bom desempenho em relação ao gelo e desgelo	Esmailkhanian et al., 2017
187,5	187,5 (E)	45,2	4,2	8,3	Espalhamento, anel-J, compressão, tração na compressão, retração, penetração de cloretos	Em relação às características mecânicas, misturas com adições minerais obtiveram menores resultados que a mistura de referência. Misturas com adições apresentaram menor retração, e maior resistência à penetração de cloretos	Khodair and Bommaredy (2017)
152	168 (CV)	24,6	6,2	13	Espalhamento, anel-J, caixa-L, coluna de segregação, compressão	Foi indicada uma metodologia de dosagem de CAA com baixo conteúdo de ligantes baseado no empacotamento das partículas. Os resultados dos ensaios em estado fresco e endurecido apresentaram valores dentro do admissível	Long et al., 2017
383	88,8 (CV) 83,2 (E)	57,9	6,61	9,59	Espalhamento, anel-J, caixa-L, funil-V e compressão	O trabalho propôs metodologia de dosagem baseado nas características do estado fresco e variação do tamanho do agregado graúdo, os concretos apresentaram boas características	Ma et al. 2017
450	11,25 (NS) 11,25 (SA)	82,17	5,48	5,75	Espalhamento; funil-V; caixa-L; anel-J; compressão; módulo; tração; TGA	O uso de nanosílica aumenta a demanda de SP. O uso combinado de nanosílica e sílica aumentaram a resistência à compressão	Bernal et al., 2018

Onde: C_r é consumo relativo; SA é sílica ativa; CV é cinza volante; E é escória; NS é nanosílica.

Fonte: Autora (2023).

Tabela 2.1 - Pesquisas com CAA com baixo consumo de cimento e adições minerais (continuação)

Cons. de cimento (kg.m ⁻³)	Cons. de ligantes compl. (kg.m ⁻³)	f _{cm,28} (MPa)	C _r de cimento (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	C _r de ligantes (kg.m ⁻¹ .MPa ⁻¹)	Ensaio	Principais conclusões	Referência
371	126 (RPP)	67	5,53	7,42	Isotermal calorimetria; análise termogravimetria; compressão	Estudou a utilização de resíduo de polimento de porcelana (RPP) como material cimentício suplementar, e indica utilização de até 20% em substituição ao cimento	Matos et al., 2018
472	52 (MK)	67,2	7,0	7,8	Espalhamento, caixa-L, compressão	Os concretos com adições apresentaram melhores resultados à compressão, e nenhuma perda no estado fresco	Pelisser et al., 2018
325,5	32,5 (SA)	72,4	4,40	4,90	Espalhamento, funil-V, caixa-L, tubo-U, compressão, tração por compressão diametral, módulo acústico e estático, aderência por arrancamento	A redução do consumo de cimento nessa pesquisa se deu pela redução do teor de pasta, redução total de materiais finos. Reduziu-se até 25% e as características mecânicas foram mantidas	Storch, (2018)
308	159 (PP)	49	6,28	9,53	Espalhamento, funil-V, compressão	O artigo teve por objetivo apresentar modelo de dosagem de CAA com baixo teor de ligantes pelo método de empacotamento das partículas	Zuo et al., 2018
236	223 (CV)	58	4,53	8,38	Espalhamento, funil-V, caixa-L, compressão, módulo, avaliação de ciclo de vida	As adições melhoraram a trabalhabilidade. O uso de adições diminuiu em até 30% a emissão de CO ₂ em relação ao concreto de referência	Matos et al., 2019

Onde: C_r é consumo relativo; RPP é resíduo de polimento de porcelanato; MK é metacaulim; SA é sílica ativa; PP é pó de pedra; CV é cinza volante.

Fonte: Autora (2023).

De acordo com as pesquisas encontradas, observa-se que apesar de focarem na retirada de parte do cimento da mistura do concreto, incorpora-se grande volume de adições minerais reativas para complementar a dosagem, portanto, não ocorre redução efetiva de uso de materiais ligantes, ocorre apenas substituição deles. Porém, a proposta de Storch (2018) e desta pesquisa é reduzir o consumo de cimento sem substituí-lo por outros materiais, focando na eficiência de sua utilização, e na melhora do empacotamento dos agregados.

Constata-se que a pesquisa de Storch (2018) chegou ao consumo de cimento por m³ de concreto (4,40 kg.m⁻¹.MPa⁻¹) abaixo da média das pesquisas relacionadas que tem o valor de 5,49 (kg.m⁻¹.MPa⁻¹), em que os resultados variaram entre 2,2 e 8,3 kg.m⁻¹.MPa⁻¹. Se tratando do consumo de materiais ligantes, mais uma vez Storch (2018) apresentou valor (4,90 kg.m⁻¹.MPa⁻¹) abaixo da média que foi 8,93 kg.m⁻¹.MPa⁻¹, demonstrando melhores resultados em termos de eficiência no uso do cimento e por consequência apresentando-se como um concreto sustentável, o consumo de materiais ligantes das pesquisas elencadas variou entre 4,49 e 12,19 kg.m⁻¹.MPa⁻¹.

Nota-se que dentre as pesquisas relacionadas, apenas em Storch (2018) há foco do estudo desse tipo de concreto em estruturas, por envolver ensaios de arrancamento. Esta pesquisa busca avançar nos estudos do CAABCC, avaliando seu desempenho ao reforçá-lo com fibra de aço.

2.4 As vantagens do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento

A sustentabilidade é uma das vantagens da utilização do CAABCC, pois diminui o consumo de clínquer na produção de concreto, estende a capacidade de fornecimento das jazidas, atenua a quantidade de energia gasta no processo de produção e distribuição do cimento, além de reduzir a emissão de CO₂ para a atmosfera (STORCH, 2018).

Além das vantagens ligadas ao meio ambiente e sustentabilidade, há a possibilidade de ocorrerem melhorias técnicas ao aplicar o CAABCC. Essas melhorias estão ligadas aos efeitos do uso de cimento na matriz do concreto, como fissuração, formação de etringita tardia, e retração, com a redução desses efeitos, pode-se indicar que em geral, concretos com baixo consumo de cimento apresentam maior durabilidade.

Sendo as reações de hidratação exotérmicas, esse efeito pode gerar alterações na matriz do concreto, a depender do tamanho do elemento de concreto. Em grandes volumes de concreto, o calor não se dissipa tão logo é gerado, redundando em acréscimo na temperatura no interior

do elemento, a geração de calor é proporcional ao teor de materiais cimentícios. Esse gradiente de temperatura propiciando tensões no concreto, podendo ocorrer a fissuração. Em concretos fissurados ocorre a facilitação de entrada de agentes deletérios ao concreto e à armadura como água, ar e agentes agressivos (GAJDA; ALSAMSAM, 2006).

Gajda e Alsamsam (2006) indicam que, em estruturas de concretos com espessuras menores, produzidas com aceleradores de pega, alto consumo de cimento ou uso de cimento de alta resistência inicial também deve ser dada atenção em relação às altas temperaturas. Altas temperaturas também podem facilitar a formação de etringita tardia, ocorrida por alteração nas reações de hidratação do cimento. Esses produtos de hidratação podem expandir dentro do concreto. Algumas formas de se evitar esse processo seriam: dificultar o acesso de água à estrutura e, utilizar material cimentício quimicamente mais resistente como escória de alto forno e cinza volante. Indica-se que uma ferramenta mais viável para evitar esses efeitos é a redução do consumo de cimento na dosagem de concreto.

A retração é caracterizada pela redução de volume do concreto, quando incide no estado fresco pode acontecer por assentamento plástico e por retração plástica. Quando ocorre no estado endurecido é conhecida por retração por secagem (REBMANN, 2011).

Hasparyk *et al.* (2005) indicam que retração por assentamento plástico advém da sedimentação e exsudação, pode ser fruto também pela falta de finos.

A retração plástica é a perda de água pela evaporação na superfície do concreto estando ainda em seu estado plástico, essa perda de água também ocorre para as formas secas em que o concreto é lançado. De acordo com o grau de perda de água, pode ocorrer fissuração por retração plástica (NEVILLE; BROOKS, 2013). Hasparyk *et al.* (2005) afirmam que, quanto maior o consumo de cimento, a relação água/cimento e a proporção de finos no concreto, mais intensa a retração plástica.

Pereira (2010) explica que a retração por secagem acontece após o endurecimento e é caracterizada pela perda de água para o meio externo. Pode ser evitada aplicando processo de cura mais prolongado, dando tempo ao concreto de desenvolver sua resistência à tração.

A retração autógena advém da saída da água dos poros em consequência da hidratação do cimento ainda não hidratado, ocorre após a pega. Esse efeito é mais elevado em concretagem com altas temperaturas, elevado consumo de cimento, utilizando-se cimento mais fino, e utilizando-se cimento com elevados teores de C_3A e C_4AF (NEVILLE; BROOKS, 2013). Se

fixar a a/c , a retração diminui com o aumento do consumo de agregados. Isso ocorre, pois há menor teor de pasta de cimento hidratada (ÖDMAN¹, 1986 *apud* NEVILLE, 2016).

Neville e Brooks (2013) apontam vantagens da redução do consumo de cimento relacionado a redução do efeito de retração como: redução da perda de protensão e da quantidade de manifestações patológicas em pisos e reservatórios. Elementos com alto consumo de cimento possuem maior propensão para abertura de fissuras, essas fissuras tornam-se caminho preferencial para percolação de água, CO₂ e agentes agressivos.

Mehta e Monteiro (2014) indicam que a fluência é um fenômeno similar à retração por secagem sendo que, para a fluência o fator para a perda é a tensão aplicada. Pode-se aferir que se o menor consumo de cimento gera redução de retração, se tratando da fluência, pode-se esperar resultado semelhante.

2.5 Produção de concreto com baixo consumo de cimento

- **Fator água/cimento**

Sabe-se que a resistência do concreto está ligada à sua porosidade, e que quanto maior o teor de água na mistura do concreto, mais a probabilidade de alto grau de porosidade e ligação entre esses poros (MEHTA e MONTEIRO, 2014). A produção de CAABCC ocorre em geral com baixa relação a/c , principalmente quando busca obter concreto com resistência à compressão relativamente alta, para tanto, usa-se superplastificante. A aplicação do aditivo é responsável tanto por possibilitar a obtenção do concreto com baixa relação a/c , como aumentar o abatimento e fluidez do concreto (REBMANN, 2011).

- **Refinamento da zona de transição e da estrutura de poros**

Outra característica comum aos concretos chamados sustentáveis ou eco eficientes ou com baixo consumo de cimento é a busca pelo refinamento e melhoramento da estrutura dos poros da matriz do concreto. Para Repette (2011), a zona de transição é a parte mais crítica do concreto; limita sua resistência.

Uma das ferramentas para a melhoria da zona de transição é a utilização de superplastificante, pois colabora na redução da quantidade de água na mistura e, conseqüentemente facilita a diminuição da porosidade dessa região. Outra ferramenta é o estudo

¹ ÖDMAN, S. T. A. Effects of variations in volume, surface area exposed to drying, and composition of concrete on shrinkage, RILEM/CEMBUREAU, *International Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes*, v. 1, 1986. 20 pp.

do empacotamento, este também tem efeito positivo nessa fase. É comum a utilização de 5 a 10% de sílica ativa na dosagem de concreto de alto desempenho (SCRIVENER, CRUMBIE e LAUGESEN², 2004, *apud* REBMANN, 2011). Outros efeitos de adições são a diminuição da exsudação interna (DAL MOLIN, 2005), baixa segmentação dos poros e homogeneização da pasta por promoverem inúmeros pontos de nucleação para precipitação dos produtos de hidratação (MEHTA; AİTCIN, 1990).

- **Máximo preenchimento do volume do concreto pelos agregados**

A busca por dosagem de concreto com baixo consumo de cimento pela redução do teor de pasta, redonda em maior consumo de agregados, portanto, para esse tipo de concreto, o estudo do empacotamento torna-se ainda mais importante. McGeary³ (1961 *apud* OLIVEIRA *et al.* 2000), define empacotamento como escolha da melhor proporção de materiais que possibilite reduzir o teor de vazios.

Há variados fatores que interferem no empacotamento dos agregados, como distribuição granulométrica, a dimensão e proporção de cada dimensão é importante para que as partículas menores ocupem adequadamente os espaços vazios deixados pelas maiores; angulosidade e textura do agregado, em que à medida que diferem do formato esférico, diminui a densidade do empacotamento. Juntamente com a densidade do empacotamento, é importante determinar o índice de vazios dessa mistura, esse valor é uma boa indicação da quantidade de pasta a ser adicionada a mistura, pois esse espaço vazio restante deve ser preenchido adequadamente. Adicionar pasta a um teor abaixo do índice de vazios indicado no ensaio de empacotamento produz um concreto mais poroso e com falta de pasta. Adicionar volume de pasta exato ao índice de vazios, produz concreto com agregados muito próximos, provocando imbricamento entre os grãos e redução de trabalhabilidade (KOEHLER e FOWLER, 2007),

- **Temperatura e umidade relativa do ar**

Foi observado por Storch *et al.* (2016) que a produção do CAABCC é altamente influenciada pela temperatura e umidade relativa do ar, o que já era indicado por Gomes (2002) em que indicou que a temperatura ideal para produção de CAA é de $(23^{\circ} \pm 2^{\circ})$ C e umidade relativa do ar em torno de (65 ± 5) %.

² SCRIVENER, K. L., CRUMBIE, A. K., LAUGESEN, P. The Interfacial Transition Zone (ITZ) Between Cement Paste and Aggregate in Concrete. **Interface Science**, The Netherlands, v. 12, n. 4, p. 411–421, out. 2004.

³ MCGEARY, R. K. Mechanical packing of spherical particles. **Journal of the American Ceramic Society**, v. 44, n. 10, p. 513-522, out. 1961.

- **Tempo mínimo de mistura para produção do CAABCC**

A produção do CAABCC depende de uma boa mistura dos materiais, provocando homogeneidade e promovendo tempo necessário de mistura para que o superplastificante reaja à mistura. Jaramillo (2003) afirma que na produção de CAA, o tempo de mistura é relativamente maior que para concreto comum, isso acontece pelo alto teor de partículas finas.

2.6 Propriedades do CAABCC no estado fresco

As características que o CAABCC deve apresentar quando no estado fresco são as mesmas indicadas para o CAA. O comportamento apropriado para um CAA requer mistura com alta nível de fluidez e razoável viscosidade, bem como coesão entre os materiais. Assim, assegura-se que o concreto tenha fluxo contínuo e uniforme, capaz de preencher a forma mesmo passando por obstáculos como a armadura sem produzir bloqueio, nem segregação (GOMES, 2002). Tem-se, portanto, as propriedades mínimas do CAA no estado fresco, e são elas: fluidez, viscosidade, resistência à segregação e capacidade de passar entre espaços estreitos (SKARENDAHL; PETERSSON⁴, 2001 *apud* NUNES, 2001). Indica-se ainda como outras características do CAA, a sua trabalhabilidade (ASTM C 125-03, 2015).

A viscosidade é outro parâmetro observado no CAA em seu estado fresco. Uma forma de se observar esse parâmetro é a leitura do T_{500} no ensaio de espalhamento, quanto menor for o tempo de que o concreto levar para espalhar até obter um diâmetro de 500 mm, menos viscoso esse concreto é (EFNARC, 2005).

Segundo Gomes (2002), a resistência à segregação é a aptidão do concreto de resistir à separação dos materiais constituintes. Os mecanismos que governam esta propriedade são a coesão e a viscosidade. Segundo EFNARC (2005) a resistência à segregação é fundamental para a homogeneidade e qualidade do CAA, a segregação pode acontecer durante o lançamento do concreto, ou após seu lançamento, podendo gerar defeitos como fissuras ou superfícies fracas, o que influencia na durabilidade do concreto.

Habilidade de passagem que é a capacidade da mistura fresca fluir bem entre obstáculos sem sofrer bloqueio dos componentes, perda de uniformidade ou segregação. Os mecanismos responsáveis por essa propriedade são a viscosidade moderada da pasta e da argamassa, e o

⁴ SKARENDAHL, A; PETERSSON, O. **Self-Compacting Concrete**. State-of-Art report of RILEM Committee 174-SCC, Report 23, RILEM Publications, 2001.

agregado utilizado em relação à sua dimensão máxima característica (GOMES, 2002; EFNARC, 205).

Define-se trabalhabilidade como esforço exigido para manipular o concreto fresco, sem ocorrer perda na homogeneidade. Inclui-se o lançamento, adensamento e acabamento. Seria o esforço total necessário para iniciar e manter o fluxo, está sujeito tanto às propriedades reológicas e do atrito interno entre as partículas de agregados, quanto do atrito entre o concreto e a superfície da forma (ASTM C 125-03, 2015).

2.7 Verificação das propriedades do CAABCC no estado fresco

Como diferencial do concreto autoadensável, tem-se suas características apresentadas quando ainda em estado fresco. Esse concreto deve ser fluido o bastante para passar por obstáculos como armadura sem que ocorra segregação e/ou exsudação. Alguns ensaios, portanto, devem ser realizados para garantir essa fluidez e habilidade de passagem sem ocorrer os problemas citados. No geral eles medem a fluidez, viscosidade, habilidade de passagem e segregação. Os principais ensaios mundialmente aplicados estão indicados na Tabela 2.3.

Nessa pesquisa, os ensaios no estado do fresco dos concretos produzidos serão: espalhamento (T_{500}), funil-V, caixa-L e coluna de segregação.

2.7.1 Parâmetros de avaliação do CAA

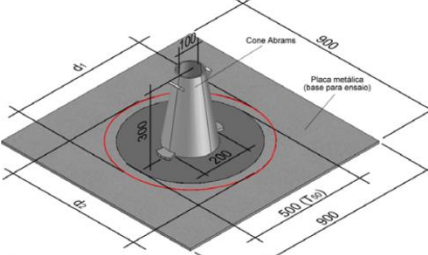
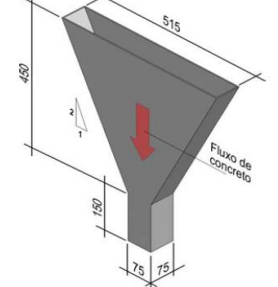
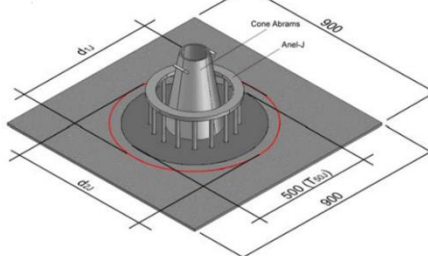

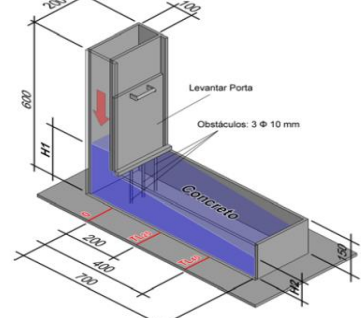
Os resultados dos ensaios devem ser comparados com valores de referência para avaliar se os resultados estão de acordo com o requerido para o CAA (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 - Valores recomendados para ensaios de verificação do CAA

Método	Unidade	EFNARC	Gomes e Barros	Tutikian e Dal Molin	NBR 15823:2017	
					Classe	Valores recomendados
Espalhamento	mm	650 a 800	600 a 800	600 a 750	SF 1	550 a 650
					SF 2	660 a 750
					SF 3	760 a 850
Anel-J*	mm	0 a 10	0 a 10	0 a 10	PJ 1	0 a 25
					PJ 2	25 a 50
Caixa-L h2/h1	-	0,8 a 1,0	0,8 a 1,0	0,8 a 1,0	PL 1	≥0,8 com duas barras de aço
					PL 2	≥0,8 com três barras de aço
Funil-V	S	6 a 12	6 a 15	6 a 12	VF1	< 9
					VF2	9 a 25
Coluna de segregação	-	-			SR 1	≤ 20
					SR 2	≤ 15

Fonte: adaptado EFNARC (2002); Gomes e Barros (2009); Tutikian e Dal Molin (2008) e NBR 15823-1:2017 (ABNT, 2017).

Tabela 2.3 - Ensaio para avaliação das propriedades do CAA no estado fresco

<p>Espalhamento - O ensaio de espalhamento é aplicado ao CAA para avaliar sua capacidade de preenchimento em fluxo livre, somente sob a ação de seu peso próprio, nesse ensaio mede-se a fluidez, é aferido também o T_{500} tempo que o CAA demora para espalhar 500 mm (GOMES; BARROS, 2009).</p>	 <p>Fonte: Barros (2009).</p>	<p>Funil-V - Verificar a capacidade do CAA escoar e passar por um estreitamento submetido apenas pelo seu peso próprio. Pode também ser observado segregação no CAA caso ocorra dificuldades na passagem pelo estreitamento (GOMES; BARROS, 2009).</p>	 <p>Fonte: Barros (2009).</p>
<p>Anel-J - Este ensaio permite observar a extensão do fluxo do concreto, tempo de escoamento e obstrução à passagem do concreto pelas barras do anel J, avaliando-se as habilidades passantes do CAA (GOMES; BARROS, 2009).</p>	 <p>Fonte: Barros (2009).</p>	<p>Coluna de segregação – O objetivo desse ensaio é avaliar a resistência de segregação do concreto por meio da diferença das massas de agregados contidas em cada parte do equipamento utilizado para o ensaio (GOMES; BARROS, 2009).</p>	 <p>Fonte: Barros (2009).</p>
<p>Caixa-L - Avalia a capacidade de passagem do CAA, verificando se consegue passar por obstáculos, que neste caso simula a armadura de uma estrutura, deve passar sem que ocorra bloqueio e permanecendo coeso (TUTIKIAN; DAL MOLIN, 2008; BARROS, 2009).</p>	 <p>Fonte: Barros (2009).</p>		

2.8 Metodologias de dosagem

Na literatura é possível encontrar algumas metodologias para dosagem de CAA, a primeira delas é a de Okamura, Ozawa, Maekawa e Ouchi (1990; 1996; 1997), logo surgiram outros como: Petersson et al. (1996); Modelo de empacotamento compressível (1999); Su et al. (2001); Saak et al. (1999; 2001); Tutikian (2004); Repette-Melo (2005); EFNARC (2005); e Gomes et al. (2002;2003) (GOMES; BARROS, 2009). Nessa revisão bibliográfica, será melhor explicada apenas a metodologia de Gomes et al. (2002;2003), pois será a adotada para essa pesquisa.

Os métodos de dosagem de CAA são geralmente empíricos e buscam determinar três parâmetros: volume de pasta, composição da pasta e composição dos agregados. Escolhe-se o volume de pasta no concreto baseado no índice de vazios dos agregados. A composição da pasta e dos agregados ocorre paralelamente, e em seguida combina-se o volume da pasta, sua composição e composição dos agregados para realizar o estudo do concreto e suas propriedades no estado fresco focando capacidade de passar por obstáculos e estabilidade da mistura garantindo não ocorrência de segregação (KOEHLER; FOWLER, 2007; GOMES; BARROS, 2009).

2.8.1 Método de Gomes, Gettu e Agulló (2002;2003)

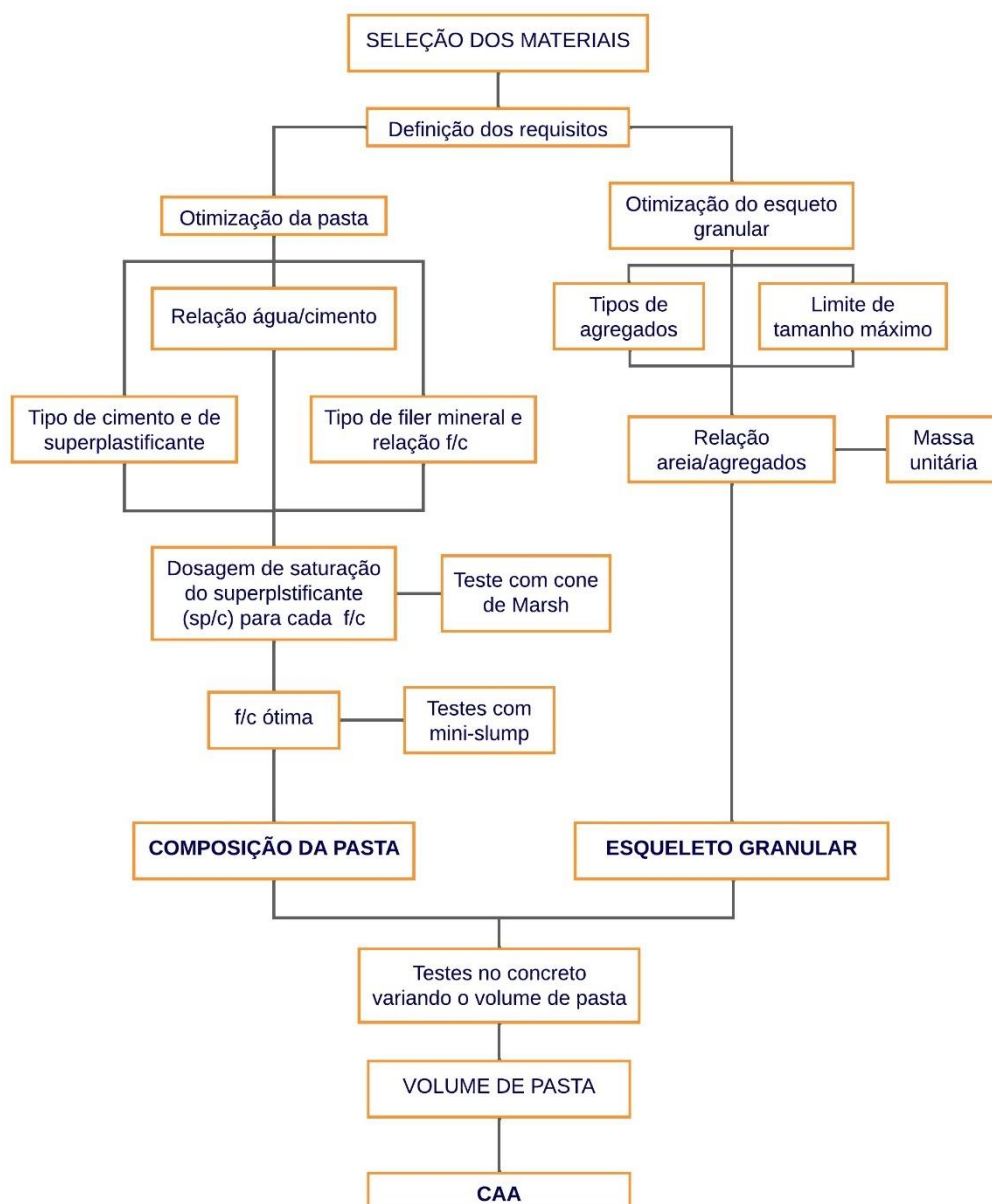
O método baseia-se na otimização da pasta, do esqueleto granular e então, estudo produção do concreto para verificar se atende aos requisitos necessários para o estado fresco (Figura 2.1). A dosagem do concreto ocorre, portanto, nessas três fases sendo as duas primeiras independentes. Fixa-se a relação água/cimento (a/c) e a quantidade de pozolana a ser adicionada na pasta que se baseia nos teores geralmente indicados para cada tipo. Assim, é possível estabelecer o teor ótimo de superplastificante (sp) e melhor relação fíler/cimento (f/c) que ocorre na fase de otimização da pasta com os ensaios de funil Marsh e ensaio de miniabatimento, esses ensaios ocorrem simultaneamente (GOMES e BARROS, 2009).

O diâmetro de espalhamento no ensaio de miniabatimento deve ser igual a $180 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$, o tempo de abatimento da pasta para alcançar 115 mm deve estar entre 2 s a 3,5 s, assim, a pasta é considerada própria para dosagem de CAA (GOMES 2002).

O esqueleto granular é otimizado por meio do ensaio de empacotamento em que se busca o menor índice de vazios e maior densidade. Nesse ensaio utiliza-se um recipiente de volume conhecido que deve ser preenchido totalmente de um dos materiais, e depois pouco a pouco introduz-se o segundo material, a mistura de materiais deve ser colocada no recipiente sem

compactação, pois se trata de um CAA, e então a sua massa é aferida. A escolha da proporção com menor índice de vazios e maior densidade é adequada, pois leva em consideração as características físicas dos agregados, o teor de vazios é referência para a determinação do teor de pasta na mistura para obtenção do concreto. Finalmente, devem ser produzidos concretos com volume de pasta variados até encontrar um concreto com as características desejadas, esse volume de pasta deve ser adequado para preencher os vazios entre os agregados e proporcionar distância de separação entre eles (GOMES; BARROS, 2009).

Figura 2.1 - Diagrama que descreve o método de dosagem



Fonte: adaptado Gomes (2009).

3. CONCRETO AUTOADENSÁVEL REFORÇADO COM FIBRAS DE AÇO

3.1 Considerações iniciais

O concreto é conhecido pelo seu alto volume de aplicação a nível mundial, um de seus pontos fortes é sua resistência à compressão. Porém, o concreto possui limitações como: comportamento frágil, e baixa capacidade de deformação antes da ruptura quando solicitado por esforços de tração, principalmente pela apresentação de microfissuras e fissuras que podem ocorrer em seu interior. Neste cenário, apresenta-se a adição de fibras ao concreto, que pode minimizar esses efeitos negativos (FIGUEIREDO, 2011).

O concreto produzido com fibras é definido como compósito, em que há duas fases, a matriz de concreto e as fibras. As fibras podem ser de aço, polipropileno, vidro, náilon, entre outros. A fibra de aço mais comumente aplicada atualmente é que possui gancho em sua extremidade, o que propicia boa ancoragem na matriz do concreto, seu comprimento varia entre 25 mm e 60 mm. As fibras de polipropileno são divididas entre microfibras e macrofibras. É comum aplicar essas fibras separadamente, ou realizar aplicação híbrida, juntando dois tipos diferentes (FIGUEIREDO, 2011).

As propriedades do concreto reforçado com fibras variarão de acordo com o tipo e dimensão da fibra utilizada, quantidade, as características da matriz do concreto, bem como da ligação entre as fibras e o concreto. A aplicação de concreto reforçado com fibras demonstra-se interessante em elementos contínuos como lajes, pavimentos, e revestimentos de túneis, pois apresentam grande quantidade de superfície exposta, que são altamente susceptíveis à fissuração por retração (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Neste capítulo será abordada a produção de concreto com adição de fibras, focando no tipo fibra de aço, bem como as características desses concretos. Incluiu-se uma tabela (Tabela 3.1) com as principais pesquisas relacionadas ao uso de fibras de aço no CAA.

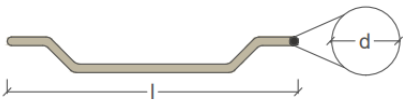
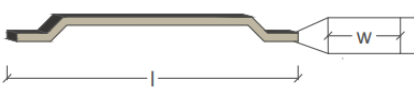
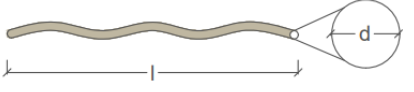
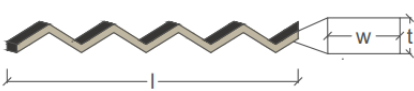



3.2 Fibra de aço

A adição de fibras ao concreto acarreta maior resistência à fissuração, melhora na tenacidade, resistência à fadiga, resistência ao impacto, entre outras (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Segundo Figueiredo (2011) as fibras de aço são caracterizadas através de seu comprimento (l), forma e diâmetro equivalente (D), logo, é possível aferir o fator de forma ($\lambda = l/D$).

A norma brasileira que especifica as fibras de aço é a ABNT NBR 15530:2019 (ABNT, 2007), ela classifica as fibras de aço e especifica os requisitos mínimos para a forma geométrica, tolerância dimensional, defeitos de fabricação e resistência à tração. Na Figura 3.1 observa-se a classificação indicada por essa norma quanto à geometria das fibras de aço.

Figura 3.1 - Geometria e classificação das fibras de aço de acordo com a ABNT NBR 15530:2019

GEOMETRIA	TIPO GEOMETRIA	CLASSE DE FIBRA
	A	I
		II
	C	I
		II
		III
	R	I
		II

Fonte: adaptado ABNT NBR 15530 (2019).

Quanto ao tipo de geometria, **A** é fibra de aço com ancoragem nas extremidades; **C** é fibra de aço corrugada; **R** é fibra de aço reta. Se tratando da classe de fibra, **I** é fibra oriunda de

arames trefilados a frio; II é fibra oriunda de chapas laminadas cortadas a frio; III é fibra oriunda de arames trefilados e escarificados (ABNT NBR 15530:2019).

3.3 Influência do reforço com fibras no concreto

- **Trabalhabilidade**

A trabalhabilidade do concreto é alterada pela quantidade, fator de forma e tipo de fibra utilizada. Aplicar fibras de aço à mistura influencia tanto a tensão de escoamento, quanto a viscosidade. A alteração na trabalhabilidade pode ser explicada pela perda de fluidez, pois na superfície das fibras a água pode ficar adsorvida, essa água portanto, não fica disponível para a mistura (BALAGURU; SHAH, 1992).

A perda de trabalhabilidade pode ser ligada também à interação da fibra com o agregado. Se a dimensão máxima do agregado for muito maior que o comprimento da fibra utilizada, pode haver queda na trabalhabilidade. Incorporar aditivo superplastificante ao concreto e aumentar a quantidade de materiais finos à mistura são ferramentas que podem ajudar na melhoria da trabalhabilidade do concreto com fibras e na dispersão das fibras no concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

- **Resistência à compressão**

A utilização de fibras de aço no concreto não visa melhorar a resistência à compressão. Porém, as fibras atuam como ponte de transferência de tensões através de fissuras, logo, pode haver ganho quanto à tenacidade na compressão (FIGUEIREDO, 2011).

A resistência à compressão pode ser influenciada apresentando ganho de até 15% para adição de fibras de aço em teores acima de 1,5% em volume. Indica-se que caso a adição de fibras de aço seja muito elevada, pode ocorrer redução na resistência à compressão em consequência de formação de vazios na matriz do concreto, ou pela formação de ouriços de fibras de aço (ACI 544.1R, 1996).

- **Resistência à tração na flexão**

O ganho na resistência à tração do concreto pela adição de fibras de aço varia muito entre as pesquisas, isso se deve à variação do tipo do concreto, tipo e teor das fibras de aço. A carga máxima que leva à primeira fissura pode ser ampliada em até duas ou três vezes (VELASCO, 2008).

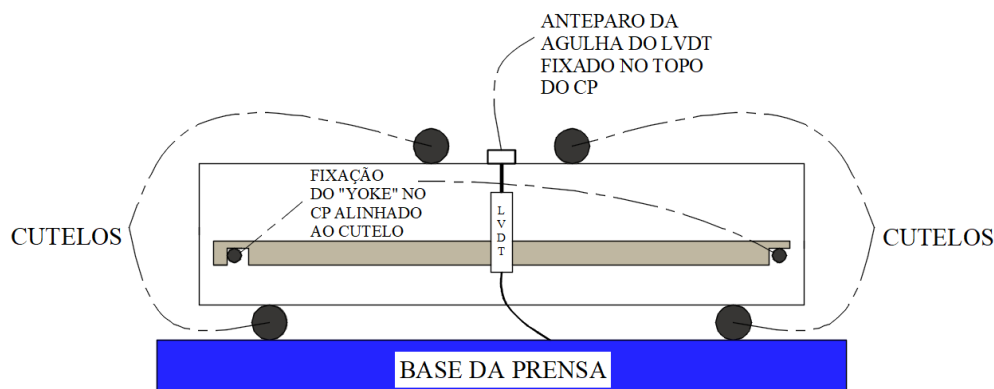
- **Tenacidade e resistência ao impacto**

A maior vantagem da aplicação de fibras de aço ao concreto diz respeito ao aumento da tenacidade à flexão, que é a energia total absorvida quando o corpo de prova rompe). Outra melhoria trata-se do aumento na resistência do concreto ao impacto e fadiga, que se relaciona à tenacidade à flexão (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

3.4 Controle de tenacidade em prismas

Uma das formas de realizar a avaliação da tenacidade nos concretos produzidos com fibras é por meio de ensaio de tração na flexão. Há alguns códigos normativos que prescrevem esse tipo de ensaio como ASTM C1018 (1992), ACI 544.1R (1996) e JSCE-SF4 (1984), esse ensaio deve ser realizado em prensa que tenha sistema que o capacite a controlar o carregamento por meio de velocidade de deslocamento, outra condição para realizar esse ensaio é o controle eletrônico do deslocamento por meio de LVDT, ou controle eletrônico de abertura de fissuras. O ensaio requer corpos de prova prismáticos, as dimensões usuais utilizadas por autores é a de 15x15x50 que são as mesmas dimensões do corpo de prova prismático de ensaio de tração na flexão. O corpo de prova deve ser apoiado em dois cutelos a uma distância de 45 cm entre eles, a carga é aplicada através de dois cutelos com distância de 15 cm entre eles no eixo do corpo de prova. Os leitores de deformação devem ser apoiados no aparelho chamado “Yoke” (Figura 3.2).

Figura 3.2 - Esquema do ensaio de tenacidade à flexão em prismas segundo JSCE-SF4 (1984)



Fonte: adaptado JSCE-SF4 (1984).

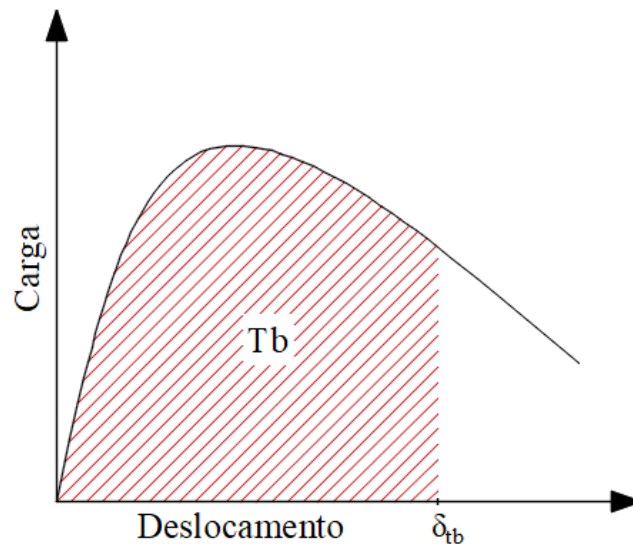
Essa norma emprega o fator de tenacidade para quantificar a tenacidade. É obtido por meio da área total (T_b) (Figura 3.3), medido em Joules ou kgf.cm, abaixo da curva carga *versus*

deslocamento vertical até o limite de equivalente a $L/150$, onde L é a distância entre os eixos de apoio do corpo de prova. Usa-se esse valor de T_b para calcular o fator de tenacidade na flexão utilizando a Equação 3.1:

$$FT = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{L}{b \cdot h^2} \quad (3.1)$$

Sendo: FT fator de tenacidade na flexão (MPa); T_b tenacidade na flexão (J); δ_{tb} deflexão equivalente a $L/150$ (cm); b largura do corpo de prova (cm); h altura do corpo de prova (cm); L vão do corpo de prova durante o ensaio (cm).

Figura 3.3 - Tenacidade à flexão a partir da curva carga versus deslocamento vertical



Fonte: adaptado JSCE-SF4 (1984).

3.5 Concreto autoadensável reforçado com fibras de aço

Acerca da temática de concreto autoadensável reforçado com fibras de aço, foi realizado um levantamento de trabalhos internacionais publicados nos últimos cinco anos, dentre as informações pertinentes a essa pesquisa, foi elencado o tamanho das fibras aplicadas (l_f), o volume de aplicação (V_f), o consumo relativo de cimento (C_{rc}) e o consumo relativo de materiais ligantes (C_{rml}), os ensaios empregados, o objetivo das pesquisas, bem como as principais conclusões e por fim a referência. Em algumas pesquisas, foi realizado o uso híbrido entre fibra de aço e fibra de polipropileno (PPL) (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Pesquisas com CAA reforçado com fibras de aço

I_f (mm)	V_f (%)	C_{rc} ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	C_{rcml} ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Ensaio empregados	Objetivo da pesquisa	Principais conclusões	Autor
35	0,77	-	-	Espalhamento, caixa-L, compressão, módulo, tração na flexão, absorção de água por imersão, capilaridade, permeabilidade, resistência à penetração de cloretos, resistividade elétrica, difusão de cloretos, e carbonatação	Avaliar a durabilidade do CAA reforçado com fibras de aço	O CAA reforçado com fibras não apresentou perdas significativas no seu comportamento no estado fresco, pois aumentou-se o uso de SP, em termos de durabilidade, esse concreto apresentou redução de 63% em sua resistividade elétrica.	Frazão et al. (2015)
50	0,38 0,64 1,00	10,0	-	Compressão, tração e teste de arrancamento das fibras	Avaliar a confiabilidade do teste de arrancamento de fibras de aço para o CAA	O tamanho do agregado influencia na resistência ao arrancamento da fibra, com o aumento da idade há incremento na resistência	Ghavidel et al. (2015)
35	1,15	6,41	7,56	Compressão, tração na flexão e laje em escala reduzida	Avaliar a resistência pós pico de lajes em escala reduzida	No ensaio com carga distribuída, as lajes suportaram muito mais do que o carregamento especificado em norma. Houve resistência pós pico	Salehian e Barros (2015)
32 60	0,25 0,32	7,36	-	Espalhamento, compressão, ensaios em lajes	Estudar o comportamento de lajes produzidas com CAA reforçado com fibras de aço, contendo aberturas	As fibras maiores deram melhores resultados. Aumentou a capacidade de resistência de lajes sem armadura. Em lajes armadas e reforçadas houve maior rigidez, as fibras atenuaram a abertura de fissuras	Faconi et al. (2016)
35	1,0	8,75	12,5	Compressão, tração por compressão e na flexão, tenacidade, cisalhamento em vigas	Avaliar o comportamento de vigas ao cisalhamento compostas por CAA reforçado por fibras	A adição de fibras melhorou as propriedades mecânicas dos concretos e aumentou a resistência ao cisalhamento das vigas em até 40%	Lamide et al. (2016)

Fonte: Autora (2023).

Tabela 3.1 - Pesquisas com CAA reforçado com fibras de aço (continuação)

l_f (mm)	V_f (%)	Cr cimento ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Cr mat. cim. ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Ensaio empregados	Objetivo da pesquisa	Principais conclusões	Autor
40	0,25 0,50 0,75	-	-	Espalhamento, funil-V, compressão, tração na compressão e flexão e teste de impacto	Avaliar a substituição de cimento por sílica ativa em CAA com fibras de aço recicladas	A adição de sílica ativa juntamente com fibras de aço melhorara as características do concreto	Mastali e Dalvand (2016)
35 50	0,50 1,00 1,50	-	-	Espalhamento, compressão, tração na flexão, raio-x, tomografia computadorizada	Investigar o comportamento à flexão de vigas de CAA reforçadas com fibras	Misturas com fibras de aço maiores tem maiores chance de gerar má distribuição, a resistência à compressão melhorou com a adição de fibras, resistência à flexão de vigas melhorou	Ponikiewski e Katzer (2016)
30	0,50 1,00 1,50	9,0	10,0	Espalhamento, funil-V, caixa-L, tubo-U, tração por compressão e flexão, compressão, porosidade, teste de velocidade de pulso ultrassônico, penetração rápida de íons cloreto	Estudar o CAA com fibras de aço em termos de trabalhabilidade, propriedades mecânicas e durabilidade	É possível produzir CAA com fibras de aço entre 0,5%-1,0%, aumentou-se a porosidade do concreto, a velocidade de pulso ultrassônico diminuiu	Siddique et al. (2016)
50	0,25 0,50	5,77	7,32	Espalhamento, compressão, tração por compressão e na flexão, módulo, MEV, penetração rápida de cloreto, ciclos molhagem/secagem	Estudar resistências mecânicas e durabilidade de CAA com fibras de aço, sintética e híbrido	As fibras sintéticas afetaram mais a trabalhabilidade, houve melhora na resistência a tração, melhoria no pós-pico, apresentaram baixa permeabilidade ao cloreto, fibra de aço gera bloqueio em relação a ITZ	Yehia et al. (2016)
33	-	5,74	-	Fluência de arrancamento de fibra única, arrancamento de fibra	Estudar a eficácia das fibras em transferir tensões sob uma carga permanente	Quando as fibras estavam a 90°, houve escorregamento, quando inclinada, houve ruptura na fibra	Abrishambaf et al. (2017)

Fonte: Autora (2023).

Tabela 3.1 - Pesquisas com CAA reforçado com fibras de aço (continuação)

l_f (mm)	V_f (%)	Cr cimento ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Cr mat. cim. ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Ensaio empregados	Objetivo da pesquisa	Principais conclusões	Autor
35	0,25 0,45	6,34	7,95	Espalhamento, compressão, tração na flexão, ensaio de impacto	Avaliar o comportamento de CAA reforçado com fibras ao impacto	A adição de fibras melhorou o desempenho dos concretos ao impacto	Ding et al. (2017)
30	0,6 1,2	12,23	14,95	Flexão em tubos de aço	Avaliar o desempenho de tubo de aço revestidos com CAA reforçado com fibras	As fibras de aço podem prolongar o estágio elástico e melhorar a capacidade de flexão dos tubos, esse benefício diminuiu com o aumento da espessura do tubo de aço	Lu et al. (2017)
10 (PPL) 25	0,6 1,4	-	-	Espalhamento, caixa-L, funil-V, compressão, resistência à flexão por compressão e na flexão	Investigar a utilização híbrida de sílica ativa, nano sílica, fibra de aço e fibra de polipropileno	A proporção ótima encontrada foi de 10% de sílica ativa, 0,4% de nano sílica, 1,25% de fibra de aço e 0,167% de fibra de polipropileno. Por regressão e ANOVA indicou-se método para prever resistências à tração	Mahapatra e Barai (2017)
35	0,50 0,75 1,00	5,27	8,32	Espalhamento, anel-J, caixa-L, funil-V, reologia, resistência à compressão, tração na compressão e na flexão	Avaliar o desempenho reológico e mecânico de CAA de alta resistência reforçado com fibras produzido com agregado graúdo cascalho redondo	Os concretos com cascalho redondo apresentaram melhor trabalhabilidade comparados aos concretos com granito. A zona de transição é afetada negativamente ao utilizar cascalho de rio como agregado graúdo. O uso de fibra gerou maior ductilidade	Silva et al. (2017)
13 30	0,51 0,77 1,23	-	-	Espalhamento, compressão, módulo de elasticidade, tração na flexão	Estudar o efeito da taxa das propriedades mecânicas na energia de fratura	A resistência à flexão aumenta à medida que a taxa de carregamento aumenta. Quanto maior o teor de fibra menor a sensibilidade à taxa	Zhang et al. (2017)

Fonte: Autora (2023).

Tabela 3.1 - Pesquisas com CAA reforçado com fibras de aço (continuação)

l_f (mm)	V_f (%)	Cr cimento ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Cr mat. cim. ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Ensaio empregado	Objetivo da pesquisa	Principais conclusões	Autor
60	0,51 1,02	6,63	7,27	Espalhamento, funil-V, compressão, arrancamento da fibra	Estudar a influência do formato da extremidade da fibra de aço no comportamento pós-pico do CAA	Com o aumento do teor de fibras há aumento na resistência pós-pico. A combinação de ganchos na extremidade da fibra melhora o ancoramento no concreto	Abdallah et al. (2018)
30	1,0	4,16	4,63	Espalhamento, tração na flexão, módulo de elasticidade, resistência à compressão	Avaliar a substituição do cimento por metacaulim ou sílica ativa em relação ao CAA reforçado com fibras	O metacaulim é mais eficiente como adição mineral para o CAA reforçado com fibras	Akcay e Tasdemir (2018)
50	0,32	-	-	Indução eletromagnética, análise de imagem, tomografia computadorizada	Investigar como as propriedades reológicas influenciam na distribuição de fibras de aço em CAA	Há maior variação de concentração de fibras em concretos com baixa viscosidade	Jasiuniene et al. (2018)
25 10 (PPL)	-	-	-	Espalhamento, caixa-L, funil-V, compressão, tração, velocidade de pulso ultrassônico, penetração acelerada de íons cloreto	Avaliar a adição híbrida de fibras de aço e polipropileno no CAA	Apresentaram resultados satisfatórios de durabilidade e resistências mecânicas	Mahapatra e Barai (2018)
50	1,5	5,71	11,43	Espalhamento, compressão, tração por compressão diametral e flexão, teste de impacto, velocidade de pulso ultrassônico	Desenvolver CAARF eco eficiente e custo-eficiente com fibras recicladas	As fibras recicladas em substituição parcial às de indústria gerou perdas na ductilidade, resistência ao impacto final e na compactação	Mastali et al. (2018)

Fonte: Autora (2023).

Tabela 3.1 - Pesquisas com CAA reforçado com fibras de aço (continuação)

l_f (mm)	V_f (%)	Cr cimento ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Cr mat. cim. ($\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$)	Ensaio empregados	Objetivo da pesquisa	Principais conclusões	Autor
30 60	0,5 1,0 2,0	4,9	8,8	Espalhamento, ensaio de 3 pontos monotônico e cíclico, ensaio de viga, arrancamento da fibra	Investigar as características de CAA com fibra de aço, polipropileno e híbrido	O uso híbrido de fibras traz melhores resultados que o uso isolado de fibras de aço	Monteiro et al. (2018)
30 12 (PPL)	0,77 0,9	5,54	7,92	Espalhamento, resistência à compressão, tração por compressão diametral e tração na flexão antes e após aquecidos	Avaliar o efeito da temperatura em CAA reforçado com fibras	A adição de fibras melhora a capacidade de liberação de energia de fratura de concreto em temperatura ambiente e altas temperaturas	Xargay et al. (2018)
-	-	-	-	-	Quantificar estatisticamente as características de proporções de mistura do SC-SFRC	As misturas apresentam maior teor de materiais finos e agregado fino, o tamanho mais usado de fibras é por volta de 30mm	Ding et al. (2019)
30	0,0 0,1 0,3 0,5	12,43- 14,13	-	Compressão, tração na compressão, módulo, caixa-L, espalhamento, funil-V, energia de fratura	Estudar os parâmetros de fratura e a fragilidade do SC-SFRC	Agregado com DMC=12,5 mm apresentaram melhores resultados em relação a energia da fratura, o principal desempenho das fibras está no pós-pico	Ghasemi et al. (2019)
13 60	0,00 0,25 0,50 0,75 1,00	7,54-8,75	-	Espalhamento, densidade, compressão, tensão direta uniaxial	Avaliar o uso híbrido de micro e macrofibras de aço, estudar fibra de aço nova com duplo gancho	O uso híbrido de fibras de tamanhos diferentes apresenta-se vantajoso para a resistência à tração. O teor total de fibras de 0,75 gerou os melhores resultados	Okeh et al. (2019)

Fonte: Autora (2023).

Em relação à avaliação do estado fresco dos concretos, nota-se que não há metodologia específica para concreto autoadensável reforçado com fibras de aço, algumas pesquisas não apresentaram avaliação de seus concretos produzidos no estado fresco, das que apresentaram, a maioria indica ter utilizado apenas o ensaio de espalhamento.

Se tratando do consumo relativo de cimento, nota-se que em algumas pesquisas não foi possível verificar o teor de cimento utilizado na dosagem, impossibilitando o cálculo do índice de consumo relativo de cimento. O consumo relativo de cimento variou entre 4,16 e 14,13 $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, e o valor médio chegou a 7,72 $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$.

A respeito do consumo relativo de materiais cimentícios, a média alcançada foi de 9,05 $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ e variou entre 4,63 e 14,95 $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$.

De acordo com as pesquisas, a adição de fibras gerou alguma alteração no estado fresco dos concretos, o que foi contornado pelo aumento do uso de superplastificante. No geral a adição de fibras de aço resultou em melhoria nas características mecânicas principais, incluindo resistência à força cortante em vigas.

Tratando de durabilidade, apenas o ensaio de resistividade elétrica apresentou resultados abaixo dos concretos de referência. Indica-se que o uso de fibras de maior comprimento favorece a má distribuição dessas fibras na mistura. As pesquisas que estudaram o uso híbrido de fibras indicam que apresenta melhores resultados que o uso isolado de um tipo de fibra. Ligado a avaliação da aplicação estrutural do CAA reforçado com fibras, há pesquisas ligadas ao uso em lajes, ensaio de cisalhamento em vigas e aplicação desse concreto em tubos metálicos.

Assim sendo, essa pesquisa com seus objetivos e metodologia demonstra-se relevante dentro do quadro geral das pesquisas elencadas.

4. ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

4.1 Considerações iniciais

Da ligação entre o aço e o concreto depende o comportamento estrutural do concreto armado, logo, desempenha papel importante para a engenharia de estruturas de concreto armado.

Para estimar a confiabilidade de uma ligação, utiliza-se a relação tensão de aderência *versus* deslizamento. Esta representa a variação de tensão na área de ligação entre o aço e o concreto, que se relaciona com o deslocamento relativo entre esses materiais à medida que a peça é solicitada. Quando são aferidos pequenos deslizamentos, pode-se relacionar a acomodação dos materiais ou deslocamentos locais, contudo, à medida que o deslizamento aumenta pode-se ligar à diminuição da aderência entre os materiais (FERNANDES, 2000; CAETANO, 2008).

A forma como se desenvolve a resistência de aderência é complexa, há variadas questões que influenciam no seu comportamento, logo, estudá-la teórica ou experimentalmente é relativamente difícil. Apesar de utilizar-se um valor médio para a tensão de aderência, há uma combinação de três parcelas englobadas nessa tensão, que são: aderência por adesão, aderência por atrito e aderência mecânica. Divide-se a tensão de aderência nessas três parcelas, porém, não é possível quantificar cada uma delas, portanto, a utilização de valores de tensão média é satisfatória (FUSCO, 1995).

- **Aderência por adesão**

Essa parcela trata-se da resistência à separação por efeito de reações físico-químicas que atuam na interface entre a barra de aço e o concreto, é altamente relacionada à conformação superficial da barra de aço. Das três parcelas é a de menor valor, mínimos deslocamentos relativos entre os dois materiais já são capazes de quebrar essa ligação (FUSCO, 1995).

- **Aderência por atrito**

A parcela de aderência por atrito relaciona-se ao coeficiente de atrito entre os materiais, a conformação superficial da barra de aço, bem como esforços de compressão transversal no concreto por consequência da retração, são fatores diretamente relacionadas à ela. A aderência

por atrito é substancialmente superior a parcela de aderência por adesão (FUSCO, 1995; FERNANDES, 2000). Esforços decorrentes dos apoios de vigas aumentam a resistência de aderência por atrito nessas regiões (ROSSI, 2002).

- **Aderência mecânica**

Por fim, a parcela mais importante e com maior valor de contribuição à tensão de aderência para barras nervuradas, a mecânica, é causada pela formação de “consolos de concreto” entre as nervuras das barras de aço que sofrem tensões de compressão e tendem ao corte antes que a barra deslize em relação ao concreto. Para as barras lisas a parcela de aderência por atrito se confunde com a parcela de aderência mecânica (FUSCO, 1995).

Se tratando de barras nervuradas a aderência mecânica é função do formato e características das nervuras como: inclinação, altura e distância entre elas (FERNANDES, 2000).

4.2 Modos de ruptura

A perda de aderência em um elemento em ensaios de arrancamento pode ocorrer de três modos, por fendilhamento do concreto, arrancamento da barra de aço ou ruptura por escoamento da barra de aço. Essas formas de ruptura são influenciadas por vários fatores como: tipo de armadura, conformação superficial da barra, diâmetro da barra, existência de armadura de confinamento, espaçamento, além das características do concreto (FERGUSON, 1979; DUMÊT, 2003).

Na ruptura por fendilhamento tem-se uma zona microfissurada em detrimento de tensões diagonais de compressão atuantes nas nervuras, para equilíbrio dessas tensões surgem tensões transversais de tração que aumentam, quando ultrapassam a resistência à tração do concreto, ocorre o fendilhamento. Caracteriza-se como ruptura frágil, por mobilizar tensões de aderência inferiores às que ocorrem em peças com ruptura por arrancamento de barra. Ocorre em virtude da deficiência de confinamento necessário para absorver essas tensões e proporcionar escorregamento da barra (FUSCO, 1995; DUMÊT, 2003; ALMEIDA FILHO, 2006).

A ruptura por arrancamento da barra de aço se dá pela insuficiente resistência à compressão do concreto, ocasionando cisalhamento dos consolos de concreto e deslizamento da barra. Em elementos que tenham armadura de confinamento suficiente, em que ocorre a restrição de propagação de fissuração, ocasiona-se a ruptura por arrancamento. Está ligada à

resistência do concreto e geometria da nervura. Essa é a forma de ruptura que deve ser buscada pois proporciona melhor utilização da barra de aço (LEONHARD; MONNING, 1977; ALMEIDA FILHO, 2006).

A ruptura por escoamento da barra, segundo Al-Jahdali *et al.*⁵ (1994 *apud* ALMEIDA FILHO, 2006), ocorre antes que a capacidade resistente da ligação entre o aço e concreto se esgote.

4.3 Fatores que influenciam a resistência de aderência

Muitos parâmetros influenciam a resistência de aderência, alguns em maior nível que outros, na Tabela 4.1 estão resumidos os principais fatores que influenciam na resistência de aderência.

Tabela 4.1 - Principais fatores que influenciam a resistência de aderência

Resistência mecânica do concreto e matriz cimentícia	França (2004) e Dumêt (2003) afirmam que quanto maior a resistência do concreto, maior será sua resistência de aderência. Dumêt (2003) indica que a melhora da matriz do concreto pode melhorar a resistência de aderência, por consequência da melhora na zona de transição.
Conformação superficial da barra	Barras com superfície lisa tem maior chance de ter ruptura por arrancamento, barras nervuradas são mais propensas à ruptura por fendilhamento do concreto, em função de tensões de tração radiais (DUMÊT, 2003).
Diâmetro da barra de aço	ACI (2003) aponta que quanto maior o diâmetro da barra de aço, maior a tensão de aderência. Isso foi corroborado por autores como: Simplicio (2008), Barbosa e Filho (2013), Santana (2014), Rosales (2016), e Storch (2018). Dumêt (2003) afirma que o modo de ruptura em barras de menor diâmetro geralmente é por arrancamento, já barras com maiores diâmetros, rompem por fendilhamento, em geral.
Posição da barra na concretagem	Barra de aço estando aa horizontal e próxima da superfície superior, maior a chance de ocorrer acúmulo de água na parte de baixo da barra de aço, que após o processo de cura e evaporação da água, deixa espaços vazios que reduz a resistência de aderência (LEONHARDT; MÖNNING, 1977).
Pressão transversal sobre a barra	Pressões transversais por causa da retração, do peso próprio ou do confinamento causado pela armadura transversal geram efeitos positivos (Castro, 2002).

Fonte: Autora (2023).

⁵ AL-JAHDALI, F. A.; WAFI, F.; SHIHATA, S. A. Development length for straight deformed bars in high-strength concrete (SP-149). Special Publication (ACI), Vol. 149, Octubre, 1994.

Tabela 4.1 - Principais fatores que influenciam a resistência de aderência (continuação)

Cobrimento do concreto	Quanto maior o cobrimento de concreto, maior o confinamento na barra de aço, o confinamento adequado promove curva tensão <i>versus</i> deslizamento menos acentuada, o rompimento tende a ocorrer por esmagamentos dos consolos entre nervuras (ACI 408R-03, 2003).
Armadura transversal	Como já citado anteriormente, o nível do confinamento do concreto altera a resistência de aderência de um elemento. A presença de armadura transversal gera confinamento no concreto, o que incrementa até certos limites, sua resistência de aderência, podendo também alterar a ruptura de fendilhamento em ruptura por arrancamento (ACI 408R-03, 2003).
Adição de fibras	Concretos reforçados com fibras têm maior resistência à tração e pós-pico, tornando-o mais dúctil (ACI, 2003). Não há senso geral entre pesquisadores em relação à ganho de resistência de aderência em concretos com fibras em sua composição, porém, é comum a conclusão de a adição de fibras mudou o tipo de ruptura do corpo de prova (DAVIES, 1981; SIMPLÍCIO, 2008; CORREIA, 2012; SANTANA, 2014).

Fonte: Autora (2023).

4.4 Determinação de resistência de aderência por ensaio de arrancamento direto (*Pull-out test*)

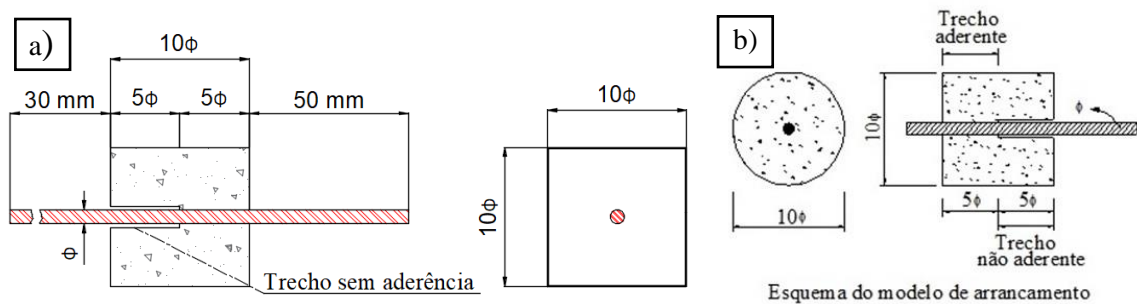
Para estudar o fenômeno da aderência entre a barra de aço e o concreto, os ensaios podem ser classificados em ensaio de arrancamento de barra, ensaio de viga e ensaio de tirante. O ensaio de arrancamento de barra de aço é muito aplicado em pesquisas, pois, apresenta vantagens como fácil produção de corpos de prova, fácil execução de ensaios, corpos de prova de pequenas dimensões, portanto, de custo relativo baixo, fácil manuseio e transporte. Algumas das desvantagens são interferência nos resultados gerada pelo confinamento do corpo de prova ao apoiá-lo em uma base para realizar o ensaio, pois impossibilita expansão do concreto e pode reduzir a fissuração, o método de ensaio não representa as condições reais de solicitação em elementos estruturais, esses ensaios, portanto, fornecem dados apenas qualitativos (LEONHARDT; MÖNNING, 1977).

O ensaio de arrancamento é realizado em um corpo de prova de concreto de pequenas dimensões com uma barra de aço posicionada em seu centro, que receberá esforço de tração. Em uma de suas extremidades, uma força é aplicada com a intenção de retirar a barra do corpo de prova. Ao realizar esse movimento são obtidos os valores da força aplicada, além do deslizamento relativo da barra de aço ao concreto (FUSCO, 1995).

4.4.1 Ensaio de arrancamento RILEM-FIP-CEB (1973)

No modelo de ensaio de acordo com a RILEM-FIP-CEB (1973) o corpo de prova é quadrado, com suas dimensões em função do diâmetro da barra de aço (Figura 4.1a). No centro desse corpo de prova é colocado uma barra de aço, próximo à base em que será apoiado o corpo de prova para realização do ensaio de aderência, a aderência da barra com o bloco de concreto é impedida, o comprimento desse trecho é de cinco vezes o diâmetro de barra utilizada, esse trecho não aderente é utilizado para reduzir os efeitos do confinamento que esse apoio gera. É comum empregar um modelo adaptado da RILEM (Figura 4.1b), Almeida Filho (2006) justificou esse uso por causar cobertura constante em todo o comprimento da barra, gerando estado uniforme de tensões.

Figura 4.1 - Corpo de prova para o ensaio de arrancamento. a) modelo segundo RILEM; b) adaptação do modelo da RILEM



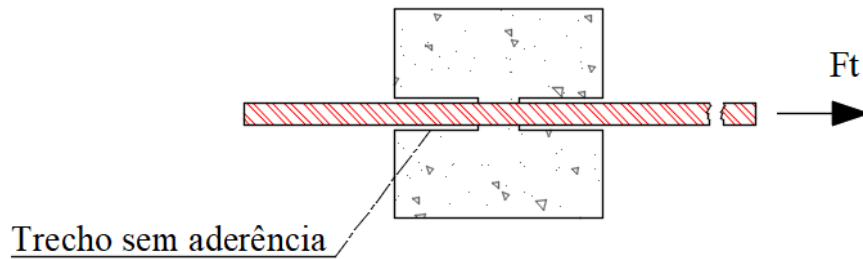
Fonte: adaptado RILEM-FIP-CEB (1973); ALMEIDA FILHO (2006).

4.4.2 Ensaio de arrancamento Rhem e Eligehausen (1979)

Rhem e Eligehausen⁶ (1979 *apud* Couto (2007)), recomendou metodologia de ensaio em que se concretiza um bloco com uma barra de aço no centro. A diferença desse modelo é o comprimento e disposição do trecho aderente entre a barra de aço e o concreto, que segue o indicado na Figura 4.2.

⁶ REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. **Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads**. ACI Journal, Symposium Paper, n. 76-15, p. 297-309, 1979.

Figura 4.2 - Prisma para o ensaio de arrancamento segundo a Rehm e Eligehausen (1979).



Fonte: autora (2023).

Leonhardt e Mönning (1977) afirmam que nesse método de ensaio de arrancamento, por haver aderência entre os materiais apenas na região central do comprimento da barra envolta por concreto, ocorre menor interferência do efeito de confinamento do corpo de prova na execução do ensaio.

4.5 Prescrições dos códigos normativos sobre aderência

Serão apresentadas algumas considerações feitas pela CEB FIP (2010) e pela NBR 6118 (ABNT, 2014) sobre o cálculo da resistência de aderência.

4.5.1 FIB MODEL CODE 2010 (2012)

De acordo com o FIB MODEL CODE 2010 (2012) a resistência básica de aderência é calculada com a Equação 4.1:

$$f_{bd,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \frac{(f_{ck})^{0,5}}{\gamma_{cb}} \quad (4.1)$$

Sendo: η_1 coeficiente de conformação superficial da barra $\eta_1 = 0,9$ para barras lisas; $\eta_1 = 1,4$ para barras nervuradas revestidas com epóxi; $\eta_1 = 1,75$ para barras nervuradas; η_2 coeficiente referente à posição da armadura no momento da concretagem $\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência; $\eta_2 = 0,7$ para os outros casos onde a barra de aço nervurada é usada; $\eta_2 = 0,5$ para situações onde são utilizadas barras lisas; η_3 coeficiente que leva em consideração o diâmetro da barra $\eta_3 = 1,0$ para $\phi \leq 25mm$; $\eta_3 = \left(\frac{20}{\phi}\right)^{0,3}$ para $\phi > 25mm$; η_4 coeficiente relacionado à tensão de escoamento da barra de aço $\eta_4 = 1,2$ para $f_{yk} = 400MPa$; $\eta_4 = 1,0$ para $f_{yk} = 500MPa$; $\eta_4 = 0,85$ para $f_{yk} = 600MPa$; $\eta_4 = 0,75$ para $f_{yk} = 700MPa$; $\eta_4 = 0,68$

para $f_{yk} = 800 \text{ MPa}$ ϕ é o diâmetro da barra em mm; f_{ck} resistência característica do concreto à compressão; e γ_{cb} o coeficiente de segurança parcial para aderência.

Considera-se como região de boa aderência os trechos das barras que estiverem nas seguintes condições: inclinação entre 45° e 90° com a horizontal durante a concretagem e barras com a inclinação inferior a 45° com a horizontal, com a condição de que estejam posicionadas até 25 cm da face inferior do elemento estrutural ou no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento.

4.5.2 NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), indica a seguinte formulação para estimar a resistência de aderência de cálculo:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (4.2)$$

Sendo: η_1 coeficiente de conformação superficial da barra; $\eta_1 = 1,0$ para barras lisas; $\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas; $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas; η_2 coeficiente referente à posição da armadura no momento da concretagem; $\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência; $\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência; η_3 coeficiente que leva em consideração o diâmetro da barra;

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32 \text{ mm}$; $\eta_3 = \frac{(132 - \phi)}{100}$ para $\phi \geq 32 \text{ mm}$; ϕ é o diâmetro da barra em mm; e

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$ sendo $f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$; para concretos de classes até C50: $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ e para concretos de classes C55 até C90: $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$.

Considera-se situação de boa aderência as seguintes situações: barras com inclinação maior de 45° em relação à posição horizontal; barras na horizontal ou com inclinação menor que 45° , desde que em elementos estruturais com altura maior que 60 cm esteja no mínimo 30 cm abaixo da face superior, e em elementos estruturais com altura menor que 60 cm estejam no máximo 30 cm abaixo da superfície superior.

Para o cálculo do f_{ctd} utiliza-se o valor mínimo da resistência característica à tração como indica a Equação 4.3:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (4.3)$$

Para o caso em que não são realizados ensaios a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), indica a utilização das Equações 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 a seguir:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (4.4)$$

$$f_{ctk,sup} = 0,3 f_{ct,m} \quad (4.5)$$

No caso de concretos de classe até C50 indica a Equação 4.6:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (4.6)$$

No caso de concretos de classe de C55 à C90 indica a Equação 4.7:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (4.7)$$

Sendo: $f_{ct,m}$ a resistência média do concreto; $f_{ctk,inf}$ a resistência característica do concreto à tração na flexão; $f_{ctk,sup}$ resistência característica à tração indireta; e γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

O $f_{ct,m}$ e f_{ck} são expressos em MPa, $f_{ckj} \geq 7MPa$ em que se pode utilizar essas expressões para idades diferentes de 28 dias.

A norma brasileira determina ainda um comprimento de ancoragem básico necessário. Calcula-se pela Equação 4.8:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\phi \quad (4.8)$$

Sendo: f_{yd} a tensão de escoamento de cálculo da armadura passiva; e f_{bd} a resistência de aderência de cálculo.

4.6 Modelos teóricos para curva tensão *versus* deslizamento

Serão apresentados alguns modelos teóricos para a obtenção da curva tensão x deslizamento. Cabe destacar que não foi encontrado nenhum trabalho que tenha obtido algum modelo teórico para o caso de se utilizar o concreto com baixo consumo de cimento.

4.6.1 Harajli *et al.* (1995)

O autor propôs esse modelo de curva *versus* deslizamento para concretos com adição de fibras com resistência à compressão entre 36 MPa e 81 MPa, da mesma forma que FIB Model Code 2010 (2012), é baseado nos trabalhos de Eligehausen *et al.* (1983). O cálculo do deslizamento máximo obtido por meio da distância entre nervuras é realizado pela Equação 4.09:

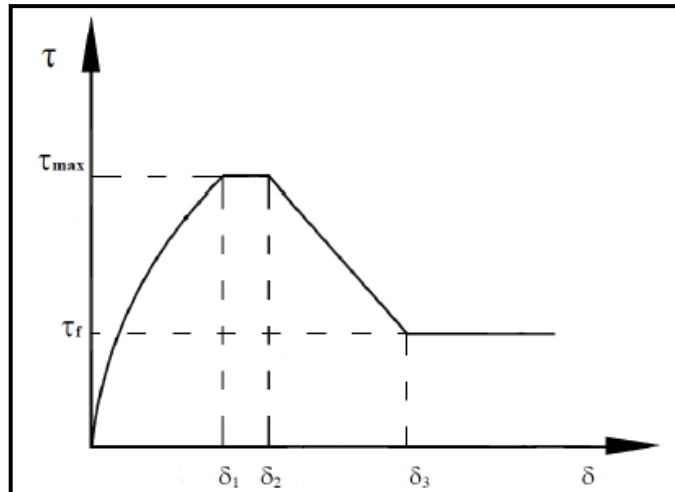
$$\delta_{\max(mm)} = 0,189s_r + 0,18 \quad (4.09)$$

Reformulando:

$$\delta_{\max} = \frac{s_r}{5} \quad (4.10)$$

Divide-se a curva que caracteriza a ruptura por arrancamento em quatro estágios (Figura 4.3).

Figura 4.3 - Relação tensão de aderência *versus* deslizamento



Fonte: Harajli *et al.* (1995).

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{\delta}{\delta_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (4.11)$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (4.12)$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \cdot \left(\frac{\delta - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2} \right) \quad \text{para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \quad (4.13)$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } \delta_3 < \delta \quad (4.14)$$

Para os autores, os resultados experimentais indicaram os parâmetros para as curvas das expressões ao ser aplicadas às barras de 8 mm a 25 mm de diâmetro são:

$$\alpha = 0,30 \quad (4.15)$$

$$\tau_{\max} = 2,57 \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.16)$$

$$\tau_f = 0,9 \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.17)$$

$$\delta_1 = 0,75 \cdot \delta_{\max} = 0,15 \cdot s_r \quad (4.18)$$

$$\delta_2 = 1,75 \cdot \delta_{\max} = 0,35 \cdot s_r \quad (4.19)$$

$$\delta_3 = s_r \quad (4.20)$$

Sendo: f_{ck} resistência à compressão do concreto (MPa) e s_r espaçamento entre as nervuras.

4.6.2 Huang *et al.* (1996)

O modelo também é embasado em Eligehausen *et al.* (1983) e segundo os autores, aplica-se a concreto confinado, podendo apresentar resistência à compressão elevada ou convencional.

Os parâmetros a serem utilizados na construção da curva (Figura 4.4), estão indicados na Tabela 4.2. A curva I deve ser utilizada em barras com tensão inferior a de escoamento e a curva II nos casos em que a barra tem tensão acima da de escoamento.

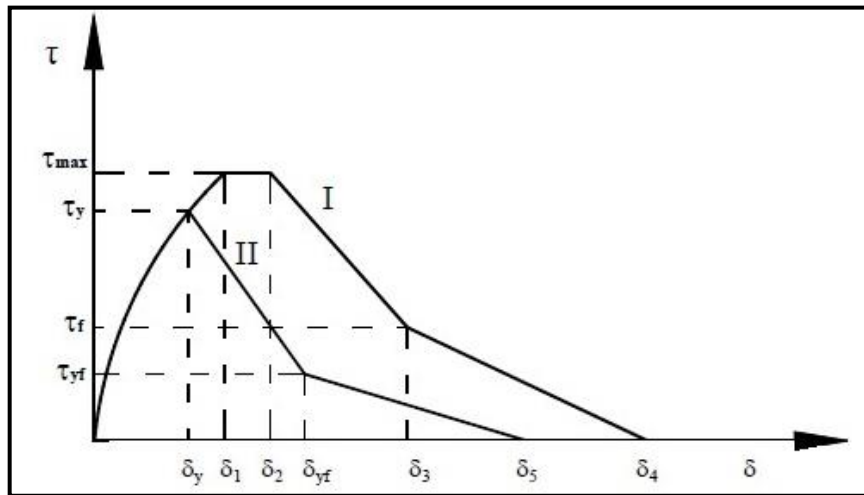
Tabela 4.2 - Parâmetros do modelo Huang *et al.* (1996)

Parâmetros	Condições de aderência			
	Concreto de resistência norma		Concreto de alto desempenho	
	Boas	Demais casos	Boas	Demais casos
δ_1 (mm)	1,0	1,0	0,5	0,5
δ_2 (mm)	3,0	3,0	1,5	1,5
δ_3 (mm)	s_r	s_r	s_r	s_r
δ_4 (mm)	$3 \delta_r$	$3 \delta_r$	$3 \delta_r$	$3 \delta_r$
α	0,4	0,4	0,3	0,3
τ_{\max} (MPa)	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$	$0,45 f_{cm}$	$0,225 f_{cm}$
τ_f (MPa)	$0,4 \tau_{\max}$	$0,4 \tau_{\max}$	$0,4 \tau_{\max}$	$0,4 \tau_{\max}$
$\delta_{y,f}$ (mm)	$\delta_y + 2,5$	$\delta_y + 2,5$	$\delta_y + 2,5$	$\delta_y + 2,5$
δ_5 (mm)	$2 \delta_r$	$2 \delta_r$	$2 \delta_r$	$2 \delta_r$
τ_{yf} (MPa)	$0,2 \tau_{\max}$	$0,2 \tau_{\max}$	$0,2 \tau_{\max}$	$0,2 \tau_{\max}$

Fonte: Huang et al (1996).

O δ_r é a distância entre nervuras e δ_y é o deslizamento em que a tensão na barra é a de escoamento.

Figura 4.4 - Curva do modelo Huang *et al.* (1996)



Fonte: Huang *et al.* (1996).

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{\delta}{\delta_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (4.21)$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (4.22)$$

$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \cdot \left(\frac{\delta - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2} \right) \quad \text{para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \quad (4.23)$$

$$\tau = \tau_f - \tau_f \cdot \left(\frac{\delta - \delta_3}{\delta_4 - \delta_3} \right) \quad \text{para } \delta_3 \leq \delta \leq \delta_4 \quad (4.24)$$

Sendo: τ tensão de aderência para um dado deslizamento δ ; τ_{\max} máxima tensão de aderência; τ_f tensão final de aderência; δ_1 deslizamento referente à máxima tensão de aderência; δ_2 deslizamento referente ao ponto de início do trecho descendente da tensão de aderência; δ_3 deslizamento referente à tensão de aderência.

4.6.3 Barbosa (2001)

Essa pesquisa conta com cerca de 140 ensaios de arrancamento com concreto convencional e concreto de alta resistência. As variáveis utilizadas na equação foram a resistência à compressão e o diâmetro da barra. As equações estão indicadas a seguir:

- Concreto convencional ($f_c \leq 50 \text{MPa}$):

$$\tau = 19,36 \delta^{0,51} \quad (4.25)$$

Sendo: $\delta_{m\acute{a}x} = 0,25 \cdot \phi^{0,68}$.

- Concreto de alta resist\ecancia ($f_c > 50MPa$):

$$\tau = 32,58\delta^{0,48} \quad (4.26)$$

Sendo: $\delta_{m\acute{a}x} = 0,52 \cdot \phi^{0,42}$.

Foi proposto formula\c7\~oes para prever a tens\~ao m\~axima de ader\ecancia em fun\c7\~ao da resist\ecancia do concreto e di\~ametro da barra de a\c7o:

- Para concreto convencional ($f_c \leq 50MPa$):

$$\tau_{max} = e^{0,104\phi} + e^{0,027\cdot f_c} + 0,93 \quad (4.27)$$

- Para concreto de alta resist\ecancia ($f_c \geq 50MPa$):

$$\tau_{max} = e^{0,08\phi} + e^{0,003\cdot f_c} + 6,68 \quad (4.28)$$

Sendo: τ tens\~ao de ader\ecancia (MPa); τ_{max} tens\~ao m\~axima de ader\ecancia (MPa); δ deslizamento (mm); ϕ di\~ametro da barra (mm); e f_c resist\ecancia \~a compress\~ao do concreto (MPa).

4.6.4 FIB MODEL CODE 2010 (2012)

O FIB MODEL CODE 2010 (2012) indica um modelo te\~orico para obter a curva tens\~ao *versus* deslizamento para o caso de carregamento monot\~onico (Figura 4.5). As tens\~oes de ader\ecancia entre o a\c7o e o concreto s\~ao calculadas para ruptura por arrancamento ou fendilhamento. S\~ao definidas em fun\c7\~ao do deslizamento relativo:

$$\tau_{b0} = \tau_{bmax} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq s \leq s_1 \quad (4.29)$$

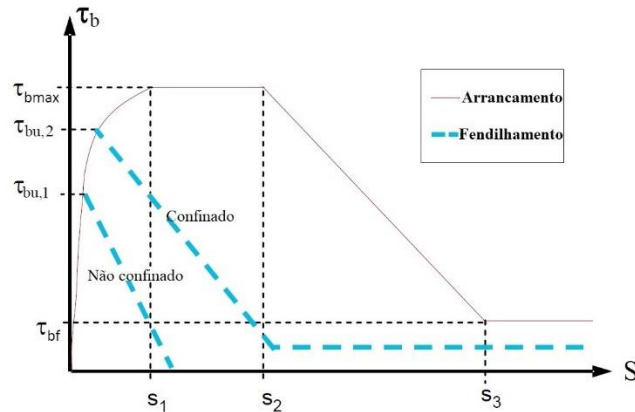
$$\tau_{b0} = \tau_{bmax} \quad \text{para } s_1 \leq s \leq s_2 \quad (4.30)$$

$$\tau_{b0} = \tau_{bmax} - \frac{(\tau_{bmax} - \tau_{bf}) \cdot (s - s_2)}{(s_3 - s_2)} \quad \text{para } s_2 \leq s \leq s_3 \quad (4.31)$$

$$\tau_{b0} = \tau_{bf} \quad \text{para } s_3 < s \quad (4.32)$$

Sendo: τ tens\~ao de ader\ecancia para um dado deslizamento s ; τ_{max} m\~axima tens\~ao de ader\ecancia; τ_f tens\~ao final de ader\ecancia; s_1 deslizamento referente \~a m\~axima tens\~ao de ader\ecancia; s_2 deslizamento referente ao ponto de in\~icio do trecho descendente da tens\~ao de ader\ecancia; s_3 deslizamento referente \~a tens\~ao de ader\ecancia.

Figura 4.5 - Relação tensão de aderência *versus* deslizamento



Fonte: adaptado FIB MODEL CODE 2010 (2012).

Os parâmetros variam e podem ser obtidos na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras nervuradas.

Valor	Ruptura por arrancamento		Ruptura por fendilhamento			
	$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$		$\varepsilon_s < \varepsilon_{s,y}$			
	Boas cond. aderência	Outros casos	Boas condições de aderência		Todos os outros casos	
			Concreto não-confinado	Concreto confinado	Concreto não-confinado	Concreto confinado
τ_{bmax}	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$	$7,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$8,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$	$5,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25}$
δ_1	1,0 mm	1,8 mm	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$	$s(\tau_{max})$
δ_2	2,0 mm	3,6 mm	s_1	s_1	s_1	s_1
δ_3	$s_{r,1}$	$s_{r,1}$	$1,2 s_1$	$0,5 \cdot s_{r,1}$	$1,2 s_1$	$0,5 s_{r,1}$
A	0,4		0,4			
τ_f	$0,40 \tau_{max}$	$0,40 \tau_{max}$	0	$0,40 \tau_{max}$	0	$0,40 \tau_{max}$

$s_{r,1}$ é o espaçamento entre nervuras.

Fonte: FIB MODEL CODE 2010 (2012).

Segundo a Tabela 4.3, os valores referentes à ruptura por arrancamento são válidos para concreto confinado. Dessa forma, considera-se esta situação quando $c \geq 5\phi$ e espaçamento entre barras $\geq 10\phi$.

Os valores da quarta e sétima coluna (ruptura por fendilhamento) são válidos para $\phi \leq 20mm$, $c_{min} = \phi$ e um mínimo de densidade de armadura transversal igual a $k_{tr} = 2\%$.

Sendo:

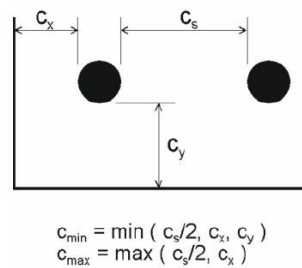
$$k_{tr} = \eta_t \frac{A_{st}}{(\eta_b \cdot \phi \cdot s_t)} \leq 0,05 \quad (4.33)$$

Sendo: η_t número de ramos de armadura de confinamento em uma seção; A_{st} seção transversal de um ramo de armadura de confinamento (mm²); s_t espaçamento longitudinal da armadura de confinamento (mm); η_b número de barras ancoradas ou pares de barras dobradas no potencial superfície de divisão; ϕ diâmetro da barra ancorada (mm).

$$\tau_{bu, fend} = \eta_2 \cdot 6,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{25}{\phi}\right)^{0,2} \cdot \left[\left(\frac{c_{min}}{\phi}\right)^{0,33} \left(\frac{c_{max}}{\phi}\right)^{0,1} + k_m k_{tr} \right] \quad (4.34)$$

Sendo: $\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência; $\eta_2 = 0,7$ para todas as outras condições de aderência; ϕ é o diâmetro da barra (mm); f_{cm} resistência média do concreto à compressão (N/mm²); $c_{min} = \min \left\{ \frac{c_s}{2}, c_x, c_y \right\}$ (Figura 4.6); $c_{max} = \max \left\{ \frac{c_s}{2}, c_x \right\}$; $k_m = 12$ em situações onde há confinamento produzidos por armadura transversal a 90°.

Figura 4.6 - Valores dos cobrimentos

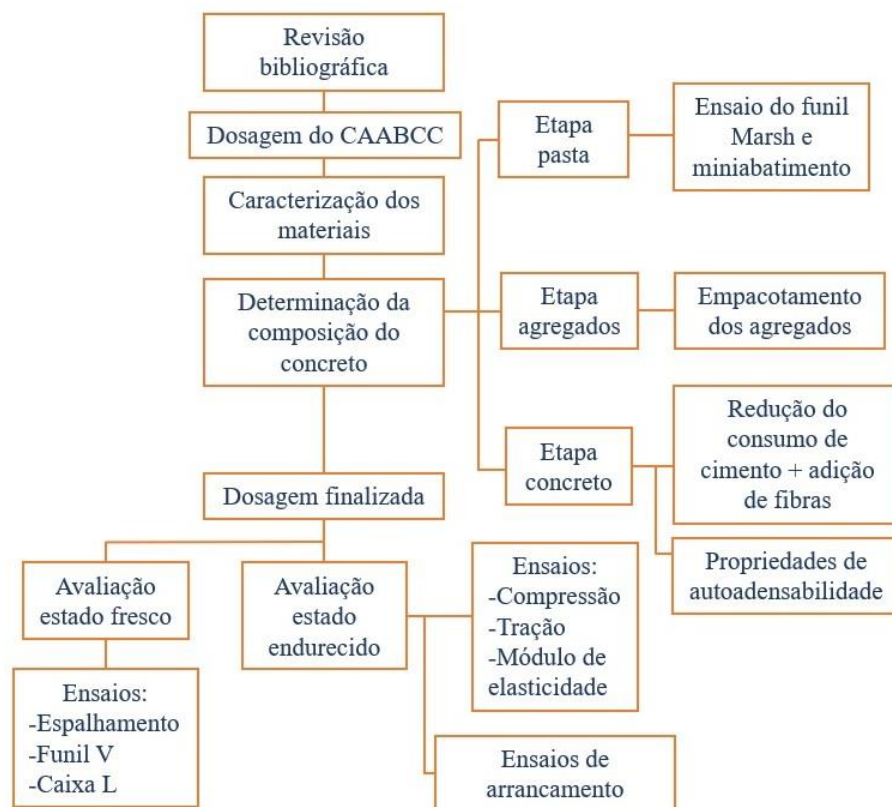


Fonte: adaptado FIB MODEL CODE 2010 (2012).

5. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo contém os materiais e a metodologia empregados nessa pesquisa. Este programa experimental estudou a aderência em concretos com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço. Para tanto, foi utilizado o Laboratório de Estruturas e Materiais do UNASP-EC, o programa experimental ocorreu em duas fases principais. A primeira constituiu a caracterização dos materiais e dosagem dos concretos. A segunda fase compreendeu a produção dos concretos finais e moldagem de corpos de provas para ensaios de determinação das principais características mecânicas dos concretos, incluindo a aderência entre barras de aço e os concretos desenvolvidos (Figura 5.1).

Figura 5.1 – Fluxograma metodologia aplicada na pesquisa.



Fonte: Autora (2023).

5.1 Materiais

Para o desenvolvimento dessa pesquisa, foram utilizados os seguintes materiais: cimento Portland CP IV 32 RS, sílica ativa, fíler calcário, superplastificante, um agregado miúdo natural e um agregado graúdo natural.

5.1.1 Cimento Portland

O cimento utilizado nessa pesquisa foi o CP IV 32 RS especificado pela NBR 16697:2018 (ABNT, 2018). Na Tabela 5.1 são mostradas as informações indicadas pelo fornecedor.

Tabela 5.1 – Características do cimento utilizado.

Parâmetro	Valores Obtidos
Superfície Blaine #325	4090 g/cm 6,8%
Tempo de pega (h)	270 min
Resistência à compressão	3 dias = 22,1 MPa 28 dias=38,6 MPa

Fonte: InterCement (2020).

Essa pesquisa é continuidade da pesquisa de mestrado de Storch (2018) em que foi usado CP II Z 32 para desenvolvimento do programa experimental, porém, o CP II Z 32 não foi encontrado na região durante o desenvolvimento dessa pesquisa. Então, foi necessário definir outro cimento, e foi escolhido o CP IV 32 RS por ser de fácil aquisição na região. Essa classe de cimento tem em sua composição alto volume de adições, contribuindo para a redução da emissão de CO₂. A produção desse cimento é uma alternativa para reduzir a relação clínquer/cimento, uma das justificativas dessa pesquisa.

5.1.2 Sílica Ativa

A sílica ativa empregada nessa pesquisa advém do processo de fabricação do ferro silício, na Tabela 5.2 apresenta-se as características desse material.

Tabela 5.2 – Características da sílica ativa empregada.

Parâmetro	Valores Obtidos
Massa específica	2220 kg/m ³
Diâmetro médio (µm)	0,20
Área específica (B.E.T.)	± 19000 m ² /kg

Fonte: Tecnosil (2020).

5.1.3 Fíler calcário

Foi utilizado o fíler proveniente do calcário. Os dados fornecidos pelo fabricante estão indicados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Características do filler calcário.

Parâmetros	Resultados
Cor	Branco
Diâmetro Médio	45 µm
Características Químicas	
CaO	55,17%
MgO	0,13%
Fe ₂ O ₃	0,07%
Al ₂ O ₃	0,30%
SiO ₂	0,77%
Características Físicas	
Absorção DOP (%)	28-32
pH (Sol. Aqu. 5%)	10-11
Densidade aparente (g/cm ³)	1-1,2
Perda ao fogo (850°C)	45% máx.

Fonte: Brasil Minas (2020).

5.1.4 Aditivo superplastificante

Utilizou-se o aditivo superplastificante ADVATM CAST 525, material de última geração produzido à base de policarboxilatos. Produto idealizado para obtenção de concretos com extrema trabalhabilidade, com ótima aplicação em concretos autoadensáveis, as principais características desse superplastificante são encontradas na Tabela 5.4 (GRACE, 2017).

Tabela 5.4 - Principais características do superplastificante utilizado.

Parâmetro	Valores
Cor	Laranja
Densidade média (g/m ³)	1,06
Teor de sólidos	Entre 29% e 30%
pH (25°C)	4,30

Fonte: Grace (2017).

5.1.5 Agregado miúdo e graúdo

A areia utilizada tem sua origem natural e é proveniente de leito de rio. Sua origem é quartzosa, apresenta-se como uma areia muito fina. Tratando-se do agregado graúdo, apresenta-se natural de origem basáltica. Ao caracterizar os agregados miúdo e graúdo, foram obtidos os valores referentes à composição granulométrica, módulo de finura, dimensão máxima característica, massa específica, massa unitária no estado solto, e absorção de água, as metodologias normativas aplicadas estão indicadas.

5.1.5.1 Composição granulométrica NBR NM 248:2003⁷ (ABNT, 2003)

Na Tabela 5.5 estão indicadas as porcentagens de cada material acumulado em cada peneira, bem como o módulo de finuras correspondentes, as dimensões máximas características e a classificação pela NBR 7211:2009⁸ (ABNT, 2009).

Tabela 5.5 - Distribuição granulométrica dos agregados.

Propriedades	Materiais	
	Média acumulada	
Peneira Abertura (mm)	Agregado miúdo	Agregado graúdo
9,5	-	0,400
6,3	-	41,013
4,8	-	79,646
2,4	-	97,145
1,2	0,410	97,996
0,6	1,001	98,322
0,3	4,673	98,497
0,15	81,968	98,898
Fundo	100,000	100,000
Módulo de finura	0,88	5,7
Dimensão Máxima Característica (mm)	0,3	9,5
Classificação NBR 7211:2009	Areia muito fina (Zona1)	Agregado graúdo

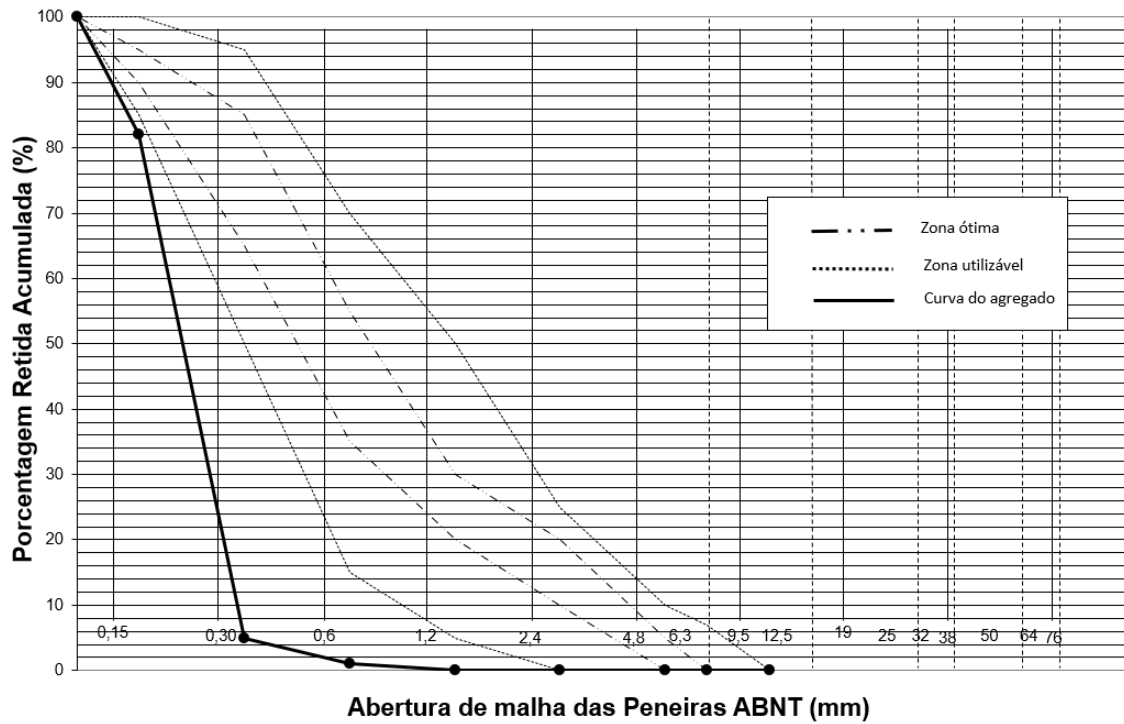
Fonte: Autora (2023).

Nas Figuras 5.2 e 5.3 estão indicadas as curvas granulométricas dos agregados utilizados nessa pesquisa.

⁷ Norma vigente na data da realização dos ensaios. Norma cancelada e substituída por ABNT NBR 17054:2022 (ABNT, 2022).

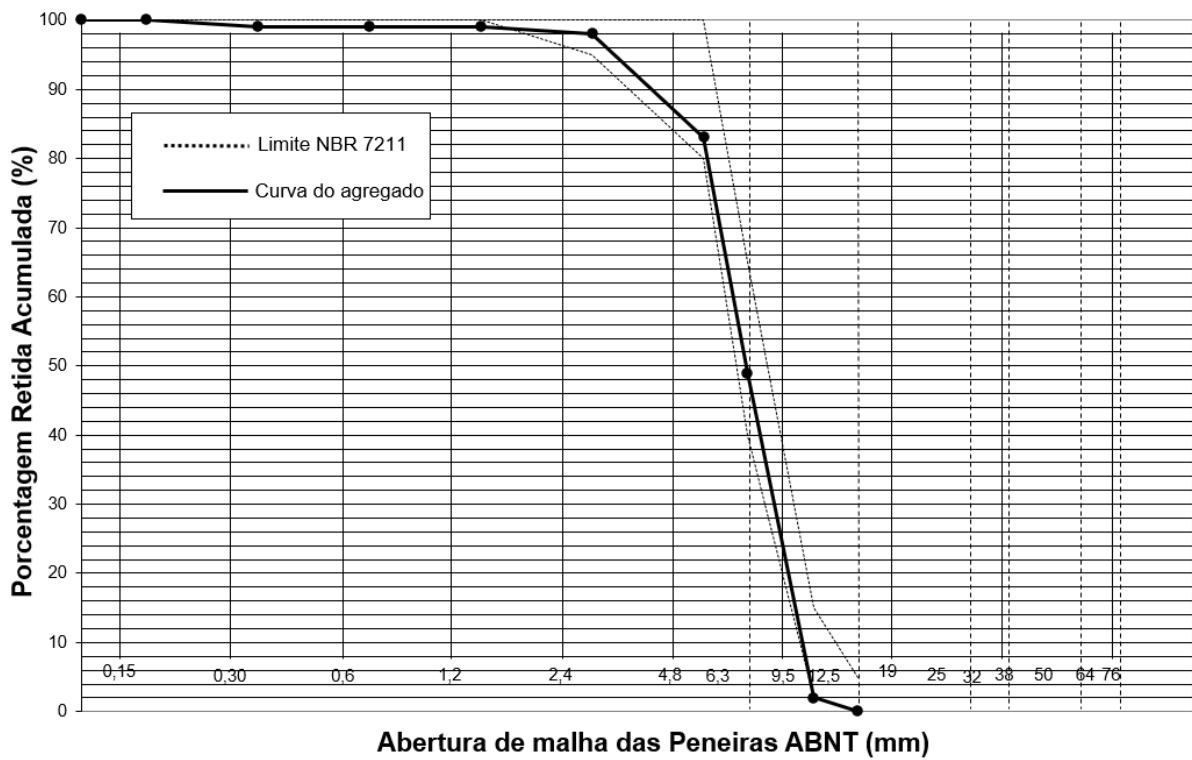
⁸ Norma vigente na data da realização dos ensaios.

Figura 5.2 – Curva granulométrica do agregado miúdo.



Fonte: Autora (2023).

Figura 5.3 – Curva granulométrica do agregado graúdo.



Fonte: Autora (2023).

5.1.5.2 Massa unitária em estado solto

A massa unitária dos agregados foi aferida em estado solto por se tratar de dosagem de concreto autoadensável, para realizar esses ensaios, seguiu-se a NBR NM 45:2006⁹ (ABNT, 2006). Para tanto, realiza-se a pesagem do material colocado em recipiente com volume conhecido. Os resultados para os dois materiais estão indicados nas Tabelas 5.6 e 5.7.

Tabela 5.6 – Massa unitária no estado solto agregado miúdo.

Amostra	Massa (kg)	Volume (dm ³)	Massa Unitária (kg/dm ³)		Massa Unitária (kg/m ³)	
			Individual	Média	Individual	Média
1	14,55	10	1,455	1,453	1450,00	1452,50
2	14,50	10	1,450		1455,00	

Fonte: Autora (2023).

Tabela 5.7 – Massa unitária no estado solto agregado graúdo.

Amostra	Massa (kg)	Volume (dm ³)	Massa Unitária (kg/dm ³)		Massa Unitária (kg/m ³)	
			Individual	Média	Individual	Média
1	14,80	10	1,470	1,475	1480,00	1475,00
2	14,70	10	1,480		1470,0	

Fonte: Autora (2023).

5.1.5.3 Massa específica e absorção de água

A massa específica da areia e a absorção da areia foi determinada de acordo com a NBR NM 52:2009¹⁰ (ABNT, 2009) e NBR NM 30:2001¹¹ (ABNT, 2001). A massa específica e absorção do agregado graúdo de acordo com a NBR NM 53:2009¹² (ABNT:2009) (Tabela 5.8).

Tabela 5.8 – Massa específica e absorção dos agregados.

Parâmetros	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Média agregado seco (g/cm ³)	2,467	2,758
Média agregado saturado superfície seca (g/cm ³)	2,482	2,807
Média agregado (g/cm ³)	2,504	2,898
Absorção média (%)	0,59	1,89

Fonte: Autora (2023).

⁹ Norma vigente na data da realização dos ensaios. Norma cancelada e substituída por ABNT NBR 16972:2021 (ABNT, 2021).

¹⁰ Norma vigente na data da realização dos ensaios. Norma cancelada e substituída por ABNT NBR 16916:2021 (ABNT, 2021).

¹¹ Norma vigente na data da realização dos ensaios. Norma cancelada e substituída por ABNT NBR 16916:2021 (ABNT, 2021).

¹² Norma vigente na data da realização dos ensaios. Norma cancelada e substituída por ABNT NBR 16917:2021 (ABNT, 2021).

Na Tabela 5.9 mostra-se um resumo da caracterização dos agregados utilizadas na dosagem dos concretos dessa pesquisa.

Tabela 5.9 – Resumo da caracterização dos agregados.

Material	Módulo de finura	DMC (mm)	Massa específica seca (g/cm ³)	Massa unitária estado solto (g/cm ³)	Absorção de água (%)
Agregado miúdo	0,88	0,3	2,504	1,453	0,59
Agregado graúdo	5,8	9,5	2,758	1,475	1,89

Fonte: Autora (2023).

5.1.6 Fibra de aço

A fibra de aço utilizada é a Wirand® FS3N (Figura 5.4), essa fibra é caracterizada por ter ancoragem nas extremidades. As principais características indicadas pelo fornecedor estão indicadas na Tabela 5.10. Optou-se por essa fibra pela sua disponibilidade no mercado e em consequência do diâmetro máximo característica (DMC) do agregado graúdo utilizado. Maidl¹³(1991 *apud* FIGUEIREDO, 2011b) indicou que o comprimento da fibra deve ser de até duas vezes o DMC do agregado aplicado no concreto, possibilitando compatibilidade nas dimensões desses materiais o que interfere no desempenho da fibra de aço como reforço para o concreto.

Tabela 5.10 – Características da fibra de aço utilizada.

Característica	Valor
Comprimento (mm)	33
Diâmetro (mm)	0,75
L/d	44
Tensão de tração (MPa)	1100
Massa específica (g/cm ³)	7,85

Fonte: Maccaferri (2020).

¹³ MAIDL, B. **Stahlfaserbeton**. Berlin: Ernst &Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1991.

Figura 5.4 - Aferição do comprimento da fibra de aço utilizada.



Fonte: Autora (2023).

5.2 Determinação das dosagens dos concretos

Para alcançar os objetivos dessa pesquisa, foi necessário realizar estudo de dosagem dos concretos. O método escolhido para dosagem dos concretos foi o de Gomes *et al.* (2002;2003), pois proporciona estudo de dosagem racionalizado, sendo possível avaliar a utilização de diferentes materiais em etapas separadas. Esse método é interessante pelo fato de possibilitar avaliar as características reológicas da pasta e do concreto. Ao aplicar essa metodologia de dosagem, a redução do consumo de cimento se dá pela redução do teor de pasta na produção do concreto, e conseqüentemente aumento do consumo de agregados. Essa é a principal diferença dos concretos desenvolvidos nessa pesquisa, quando se compara a metodologia da redução de consumo de cimento de outras pesquisas já mencionadas na seção 2.2, em que o cimento é substituído por outro material cimentício. Além do mais, esse trabalho faz parte da mesma linha de pesquisa de Storch (2018) e Barboza (2018) o que, também, justifica a aplicação da mesma metodologia já utilizada por esses autores.

Esse método divide-se em três etapas e inclui: otimizar a pasta obtendo-se o teor ótimo de superplastificante e de fíler adicionado em relação ao cimento; avaliação do esqueleto granular para atingir o menor índice de vazios; e por fim estudo da composição final do concreto, em que são produzidos concretos com teores diferentes de pasta, em que ocorre avaliação de suas características em estado fresco e em estado endurecido, até que finalmente obtenha-se concretos com as propriedades almejadas (GOMES, 2002).

Em se tratando da escolha dos materiais, Gomes (2002) indicou utilizar aqueles facilmente encontrados na localidade observando-se a qualidade, sendo assim possível reduzir

custos. Insumos desejáveis seriam: misturas minerais pozolânicas como sílica ativa, cinza volante; material fino de preenchimento como pó de calcário ou pó de quartzo; agregados com baixo coeficiente de absorção.

Segue-se explicação sucinta das três etapas adotadas para dosagem dos concretos.

5.2.1 Etapa pasta

A primeira etapa, a da pasta, ocorre realizando-se dois ensaios: o ensaio do cone de Marsh, definindo o ponto de saturação do superplastificante; e o ensaio de miniabatimento, para estudar se a quantidade de fíler gera interferência na trabalhabilidade da pasta. Essa etapa é importante para que o concreto produzido tenha boas propriedades de autoadensabilidade, ou seja, alta fluidez e ainda assim coeso, sem apresentação de bloqueios ou segregação (GOMES,2002).

Primeiramente determina-se a relação água/cimento (a/c), segundo Gomes (2002) a mesma deve ser entre 0,35 e 0,4. Pode-se inicialmente adotar 0,4 e reduzir progressivamente essa relação caso o CAA não alcance a resistência almejada. Gomes e Barros (2009) indica que a utilização da sílica ativa como adição ocorre entre 5% e 15% em relação ao teor de cimento, o mais usual é adotar 10%. Assim, para esse estudo de dosagem, fixou-se 0,4 para a relação a/c e 10% de adição de sílica ativa em relação ao volume de cimento.

Segundo Gomes e Barros (2009) a relação fíler calcário/cimento (f/c) adequada é que atende aos requisitos: diâmetro de extensão final no ensaio de miniabatimento de $180 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$ e um tempo T_{115} no intervalo de 2 s a 3,5 s. Nas pesquisas de Storch (2018) e Barboza (2018), nessa mesma linha de produção de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento, aplicou-se esse método de dosagem com os mesmos materiais, foi realizada a avaliação da adição de f/c entre 0,1 a 0,4. Determinou-se que a relação f/c escolhida para a produção dos concretos seria de 0,4, pois esta relação f/c está dentro desses parâmetros indicados por Gomes e Barros (2009), e é um teor de fíler calcário que viabiliza a redução do consumo de cimento. Portanto essa foi a relação f/c adotada para essa pesquisa.

Assim, o próximo passo é determinar o teor ótimo de superplastificante (sp/c), bem como se há ocorrência de interferências na pasta pelo teor de fíler calcário escolhido.

O teor ótimo de superplastificante foi determinado por meio do ensaio de funil Marsh (Figura 5.5). Esse método de ensaio é regido pela NBR 7681-2:2013 (ABNT, 2013). O funil Marsh tem abertura inferior de 10 mm. O ensaio consiste em medir o tempo que certo volume de pasta flui para um recipiente. Assim, quanto menor o tempo de escoamento da pasta, mais fluida será a mistura.

Figura 5.5 - Funil Marsh utilizado no ensaio



Fonte: Autora (2023).

A determinação do ponto de saturação da pasta baseia-se no Método AFREM (DE LARRARD *et al.*¹⁴, 1997 apud Castro, 2007). Em relação à produção da pasta para o ensaio, Gomes (2002) afirma que a reologia do cimento é sensível à ordem e tempo de mistura. Portanto, essa fase seguiu o procedimento adotado por Almeida Filho (2006). Esse procedimento foi testado por Storch (2018) e Barboza (2018) que concluíram que foi a sequência que deu maior fluidez à mistura (Tabela 5.11).

Tabela 5.11 - Sequência de colocação de materiais e tempo de mistura

Procedimento			
Passo	Material	Tempo de mistura (s)	Velocidade de mistura
1	Cimento + sílica ativa	30	Lenta
2	2/3 de água + 2/3 de superplastificante	60	Lenta
3	Raspar as bordas e misturar	60	Lenta
4	1/3 de água + 1/3 de superplastificante + fíler	60	Lenta
5	Mistura final	120	Rápida

Fonte: Almeida Filho (2006).

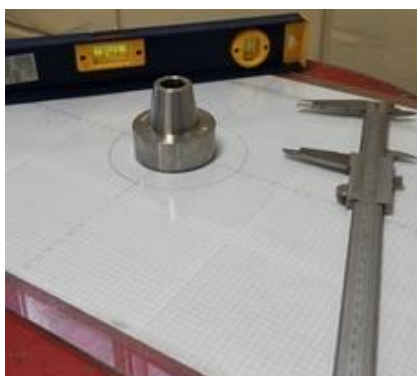
Foi realizado ensaio com o funil Marsh no tempo de 10 minutos, pois, o teor ótimo de superplastificante é determinado nesse tempo conforme indicado por Castro (2007). A

¹⁴ De LARRARD, F. *et al.* The AFREM method for the mix-design of high performance concrete. Materials and Structures, v. 30, p. 439-446, Aug.-Sept. 1997b.

temperatura ambiente durante os ensaios variou de 23 a 26°C e a umidade do ar variou de 60% a 65%, medidas com o auxílio do aparelho termo higrômetro.

Para avaliar se houve ou não segregação da mistura, é necessário realizar o ensaio de miniabatimento (GOMES, 2002). A Figura 5.6 mostra os aparelhos utilizados nessa etapa.

Figura 5.6 - Instrumentos para realização do ensaio de miniabatimento



Fonte: Autora (2023).

Esses dois ensaios foram realizados concomitantemente, aproveitando-se a mesma pasta produzida, para reduzir as possíveis interferências e prezando pela economia de material.

Após determinar o teor ótimo de superplastificante e estudar sua compatibilidade com o cimento, bem como avaliar possíveis interferências entre os materiais da pasta, segue-se a etapa agregado.

5.2.2 Etapa agregado

Essa etapa da dosagem é importante para verificar a influência da quantidade de vazios existente no esqueleto granular de cada agregado. Então, realiza-se o ensaio de mistura de teores de agregados de modo a obter a mistura com menor quantidade de vazios. Baseia-se na ideia de que a melhor combinação de agregados possui maior densidade e menor índice de vazios, levando a menor consumo de pasta, porosidade e retração (GOLTERMANN *et al*, 1997; GOMES, 2002). O método do empacotamento dos agregados, foi utilizado anteriormente por pesquisadores como Gomes (2002), Almeida Filho (2006), Rebmann (2011), Barboza (2015) e Storch (2018).

Utilizou-se recipiente cilíndrico com capacidade de aproximadamente 3 dm³, e foi realizado entre agregado graúdo e miúdo, chamados de Material A e B, respectivamente. Inicia-se essa etapa preenchendo-se completamente um recipiente de volume conhecido somente com o Material A, Gomes (2002) indica que não deve ser realizado o adensamento já que o estudo

será aplicado para um CAA. Então, o recipiente totalmente preenchido tem seu topo nivelado, e pesado. A relação entre a massa do material e o volume do recipiente é a massa unitária.

Sucessivamente deve ser adicionado Material B em proporções pré-estabelecidas, preenchido o recipiente, nivelado e pesado. Para economia, é comum ir acrescentando o Material B. A quantidade a ser acrescentada pode ser calculada em cada etapa pela Equação 5.1:

$$\Delta m_B^i = \frac{m_A}{\%_A^i} - m_A - m_B^{i-1} \quad (5.1)$$

Sendo: Δm_B^i a massa do Material B a ser acrescentado na etapa i; m_A é a massa de Material A (constante durante o ensaio); m_B^{i-1} é o total de Material B presente na etapa anterior; e $\%_A^i$ é a porcentagem de Material A na etapa i.

Assim, a determinação do teor de vazios segue o procedimento indicado pelo mesmo autor:

$$\rho_u = \frac{\omega_t}{V_t} \quad (5.2)$$

$$V_{solid} = \frac{\omega_s}{\rho_{sd}} + \frac{\omega_g}{\rho_{gd}} \quad (5.3)$$

Sendo: ω_t e V_t representam o peso e o volume total da mistura, respectivamente; ω_s e ω_g representam a massa de agregado miúdo e agregado graúdo, respectivamente (kg); ρ_{sd} e ρ_{gd} representam as densidades secas para agregados miúdo e graúdo, respectivamente. V_{solid} é o volume de sólido do esqueleto granular.

Então o conteúdo de vazios, $V_{\%}$, é obtido por:

$$V_{\%} = 100 \cdot \left(\frac{V_t - V_{solid}}{V_t} \right) \quad (5.4)$$

Essa etapa ocorreu em duas fases, uma iniciando com 100% de agregado graúdo, e outra iniciando com 100% de agregado miúdo para confirmar os valores obtidos.

5.2.3 Etapa concreto

Após estudos nas etapas pasta e agregados, segue-se a etapa concreto. Nessa etapa determina-se o volume de pasta que confira ao concreto os requisitos de autoadensabilidade, esta é avaliada pela habilidade de preenchimento, habilidade de passagem e resistência à segregação. O volume de pasta deve ser suficiente para preencher os vazios entre os agregados e assegurar certa distância entre os agregados (GOMES e BARROS, 2009).

As Equações 5.5 a 5.9, segundo Gomes (2002) devem ser utilizadas para calcular a massa de cada material nos traços de concreto.

$$V_p + V_a + V_g = 1m^3 \quad (5.5)$$

Sendo: V_p o volume de pasta, V_a o volume de agregado miúdo e V_g o volume de agregado graúdo.

Considerando uma pasta com determinada composição e volume, a massa de cimento é calculada a partir da Equação 5.6:

$$\omega_c = \frac{V_p \cdot \rho_p}{1 + a/c + \omega_f + 0,01SP} \quad (5.6)$$

Sendo: ω_c a massa de cimento (kg); V_p o volume de pasta (m^3); ρ_p a massa específica da pasta (kg/m^3); a/c a relação água/cimento; ω_f massa do fíler/ m^3 de concreto (kg) e SP o teor de aditivo superplastificante (%).

As quantidades de agregado miúdo e graúdo são determinadas a partir das seguintes Equações 5.7 e 5.8 respectivamente.

$$\omega_a = \frac{a/g \cdot (1 - V_p)}{\frac{a/g}{\rho_a} + \frac{1}{\rho_g}} \quad (5.7)$$

$$\omega_g = \frac{1 - V_p}{\frac{a/g}{\rho_a} + \frac{1}{\rho_g}} \quad (5.8)$$

Sendo: ω_a a massa de agregado miúdo seco (kg); ω_g a massa de agregado graúdo seco (kg); a/g é a relação agregado miúdo/agregado graúdo; V_p o volume de pasta (m³); ρ_a a massa específica do agregado miúdo (kg/m³); e ρ_g a massa específica do agregado graúdo (kg/m³).

A quantidade de água de amassamento a ser adicionada, por m³ de concreto é obtida a partir da Equação 5.9. Os agregados devem estar em estado seco ao produzir o concreto, e deve ser provido água para a absorção desses agregados além da água de amassamento estabelecida em a/c de 0,4. Essa consideração é realizada na Equação 5.9.

$$\omega_{ag} = (a/c \cdot \omega_c) - [\omega_{SP} \cdot (1 - \text{teor de sólidos})] + \left[\omega_a \cdot \left(\frac{A_a - h_a}{100} \right) \right] + \left[\omega_g \cdot \left(\frac{A_g - h_g}{100} \right) \right] \quad (5.9)$$

Sendo: ω_{ag} a massa de água de amassamento (kg); ω_{SP} a massa de aditivo superplastificante (kg); ω_a a massa de agregado miúdo seco (kg); ω_g a massa de agregado graúdo seco (kg); A_a é o coeficiente de absorção de agregado miúdo (%); A_g é o coeficiente de absorção de agregado graúdo (%); h_a a umidade do agregado miúdo (%); e h_g a umidade do agregado miúdo (%).

5.2.4 Etapa preliminar de produção de concreto

Para obter a dosagem dos concretos a serem estudados nessa pesquisa, foi necessário realizar etapa de produção de concretos auxiliares a fim de determinar o volume de pasta (e consequentemente consumo de cimento) a ser empregado em três dosagens diferentes, um concreto de referência e dois concretos caracterizados com baixo consumo de cimento. Outra variável na produção desses concretos auxiliares foi o teor de fibra de aço na mistura, foram produzidos concretos com teores de 0,3%; 0,5%; 0,8%; 1,0% e 1,2%.

Cabe ressaltar que a redução de consumo de cimento nesse presente estudo se dá pela redução do teor de pasta na mistura do concreto. Em Storch (2018), o menor volume de pasta utilizado na dosagem de um concreto com baixo consumo de cimento foi o de 30%, valor próximo ao índice de vazios do esqueleto granular utilizado (29,53%), esse consumo de cimento representou índice de redução de até 25% em relação ao consumo de cimento do CAA de referência. Os concretos com baixo consumo de cimento apresentaram-se sem perdas nos valores médios das características mecânicas principais, incluindo resistência de aderência. É de se esperar, porém, que para o caso de CAA reforçado com fibras de aço a redução do teor

de pasta na produção do concreto seja limitada pela adição de fibras de aço na mistura. Pois, além de pasta necessária para preenchimento dos vazios entre agregados e pasta para assegurar certa distância entre os agregados, há também necessidade de pasta para distribuição homogênea das fibras de aço adicionadas.

Cada concreto produzido nessa fase foi submetido aos ensaios no estado fresco de espalhamento com tronco de cone (NBR 15823-2:2017), caixa-L (NBR 15823-4:2017), funil-V (NBR 15823-5:2017), e aos ensaios no estado endurecido de compressão axial (7 e 28 dias), resistência à tração por compressão diametral (7 e 28 dias), resistência à tração na flexão (28 dias), módulo de elasticidade dinâmico (28 dias).

5.2.5 Determinação definitiva das dosagens dos concretos

A fase de produção e avaliação dos concretos auxiliares contou com nove composições de concretos, incluindo concretos com consumo de cimento entre 430,50 kg/m³ e 322,86 kg/m³, ou seja, concretos com volume de pasta entre 40% e 30%, além de adição em volume de fibras de aço entre 0,3% e 1,2%.

Além da avaliação do estado fresco dos concretos para determinação de sua autoadensabilidade, levou-se em consideração os requisitos indicados pela NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) relacionados à Classe de Agressividade Ambiental II que são, classe de resistência do concreto mínima de 25 MPa, relação a/c máxima de 0,6 e consumo de cimento mínimo de 280 kg/m³.

5.3 Ensaios de determinação das propriedades do concreto no estado fresco

A betoneira utilizada para a mistura dos concretos foi do modelo gravidade com capacidade do tambor de 400 litros, e capacidade de 320 litros e capacidade de rotação em 28 rpm. A ordem e o tempo de mistura foram aplicados igualmente a cada dosagem.

O procedimento de mistura adotado, foi o indicado por Gomes (2002) e Almeida Filho (2006):

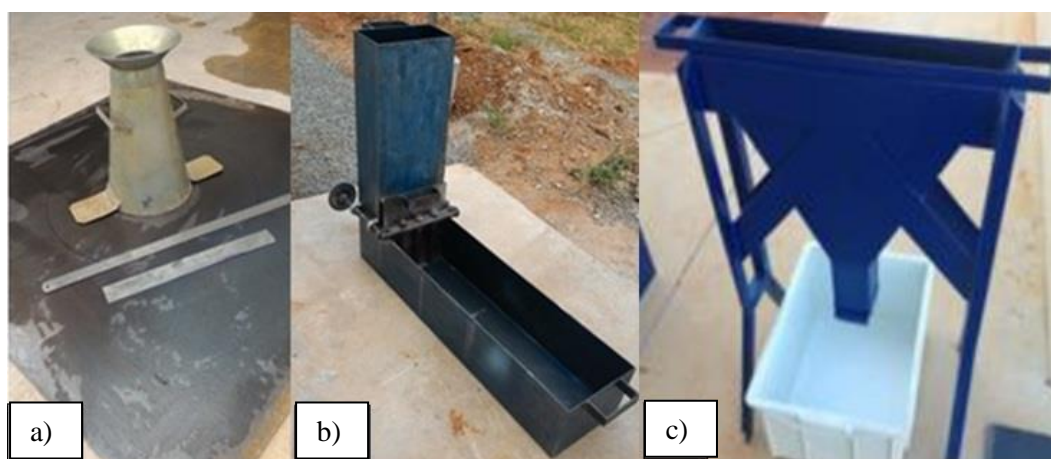
- Adiciona-se o agregado graúdo mais $\frac{3}{4}$ da água total (água para a pasta e água para saturar os agregados) e mistura-se por 30 s;
- Adiciona-se o cimento, a sílica ativa, o fíler calcário e o restante da água e mistura-se por 60 s;
- Adiciona-se o superplastificante e mistura-se por 60 s;

- Adiciona-se o agregado miúdo e mistura-se por 120 s.
- Nos próximos 5 minutos enquanto o concreto é misturado, em dosagens com fibras de aço, adiciona-se a fibra de aço aos poucos para evitar formação de ouriço.
- Por fim mistura-se o concreto por mais 3 minutos.

A metodologia utilizada apresentou-se eficiente, pois proporcionou homogeneização da mistura.

Os ensaios para avaliar as características dos concretos ainda em estado fresco foram: espalhamento, Caixa-L e Funil-V (Figura 5.7). Todos os ensaios seguiram as indicações de suas respectivas normas, já indicadas no capítulo 3 deste trabalho.

Figura 5.7 - Ensaio de caracterização do concreto no estado fresco; a) espalhamento b) Caixa-L; c) Funil-V

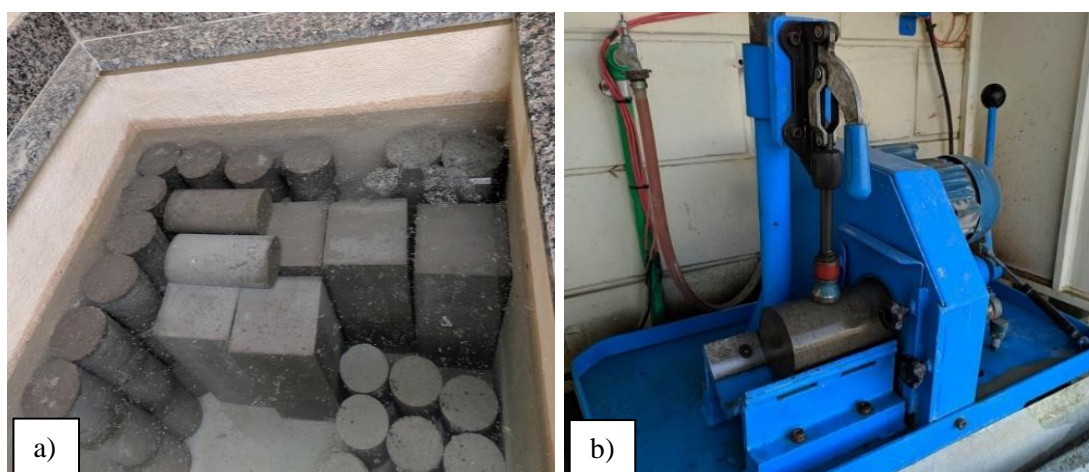


Fonte: Autora (2023).

Após realizados os ensaios no estado fresco, e verificado as propriedades necessárias para caracterizar-se como CAA (Tabela 2.2), moldou-se os corpos de prova sem compactação, esses foram devidamente identificados e recobertos com filme plástico em sua superfície para evitar perda de água para o ambiente. Decorridas 24h da moldagem desses corpos de prova, eles foram desmoldados e submetidos à cura úmida por imersão até a idade em que foram realizados os ensaios no estado endurecido (Figura 5.8a).

Os corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 cm x 20 cm foram submetidos à retificação em suas superfícies, superior e inferior, por meio de retífica de eixo vertical (Figura 5.8b). A retificação seguiu as recomendações da NBR 5738:2015 (ABNT, 2015) e possibilitou tornar a superfície livre de imperfeições para evitar a concentração de tensões durante a realização dos ensaios.

Figura 5.8 – a) Tanque para cura úmida; b) Retífica de corpo de prova cilíndrico.



Fonte: Autora (2023).

5.4 Ensaios de determinação das propriedades do concreto no estado endurecido

Para avaliar algumas características dos concretos produzidos em seu estado endurecido, os seguintes ensaios foram realizados: resistência à compressão axial; resistência à tração na flexão; módulo de elasticidade dinâmico e estático; e o de ensaio de determinação de resistência de aderência (RILEM). A Tabela 5.12 mostra a relação de ensaios realizados no estado endurecido, as idades em que esses ensaios ocorreram e o número total de corpos de prova previstos para cada tipologia de ensaio.

Tabela 5.12 - Previsão de ensaios no estado endurecido dos concretos.

Ensaio	Idades previstas	Número de amostras
Resistência à compressão	3, 7, 28 e 91 dias	81
Módulo de elasticidade estático	28 dias	9
Módulo de elasticidade dinâmico	7, 14 e 28 dias	18
Tração na flexão	28 dias	18
Aderência	28 dias	36

Fonte: Autora (2023).

Os ensaios foram realizados em uma prensa universal servo-hidráulica de Classe I, com capacidade total de 1000 kN.

5.4.1 Resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão dos concretos produzidos foi realizado segundo as especificações da NBR 5739:2018 (ABNT, 2018). A velocidade do carregamento foi de 0,5 MPa/s, os ensaios ocorreram nas idades de 3, 7 e 28 e 91 dias. Para cada concreto e idade foram ensaiados dois corpos de prova, exceto para a idade de 28 dias que contou com 3 corpos de

prova ensaiados. A dimensões desses corpos de prova foi de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. Na Figura 5.9 mostra-se corpo de prova sendo submetido ao ensaio de compressão axial.

Figura 5.9 – Corpo de prova submetido ao ensaio de resistência à compressão axial.



Fonte: Autora (2023).

5.4.2 Módulo de elasticidade dinâmico pelo método acústico

Um dos ensaios para obter o módulo de elasticidade foi o ensaio não destrutivo de resposta acústica do corpo de prova quando este é submetido a uma excitação de impulso, sendo então, o módulo de elasticidade dinâmico.

Para determinar o módulo de elasticidade dinâmico, seguiu-se a metodologia indicada pela ASTM – C215:2008, foi utilizado o equipamento Sonelastic® (Figura 5.10) e ocorreu nas idades de 7, 14 e 28. Uma grande vantagem observada nesse ensaio dinâmico é a pouca variabilidade dos resultados.

Figura 5.10 - Corpo de prova posicionado e sendo solicitado para o ensaio.



Fonte: Autora (2023).

5.4.3 Módulo de elasticidade estático

O módulo de elasticidade estático determinado com ensaio destrutivo foi realizado seguindo-se as especificações da NBR 8522:2008¹⁵ (ABNT, 2008) (Figura 5.11). Para aferir os deslocamentos do corpo de prova foram utilizados dois relógios comparadores, posicionados diametralmente opostos na direção longitudinal do corpo de prova. Esse ensaio foi realizado aos 28 dias, em corpos de prova com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm.

Figura 5.11 - Ensaio de módulo de elasticidade estático.



Fonte: Autora (2023).

5.4.4 Resistência à tração na flexão

A resistência à tração na flexão foi determinada seguindo a NBR 12142:2010 (ABNT, 2010) (Figura 5.12). Esse ensaio ocorreu aos 28 dias, em corpos de prova com dimensões de 15 cm de altura, por 15 cm de largura e 50 cm de comprimento.

Figura 5.12 – Corpo de prova submetido ao ensaio de tração na flexão.



Fonte: Autora (2023).

¹⁵ Norma vigente na data da realização dos ensaios.

5.5 Determinação das propriedades mecânicas do aço

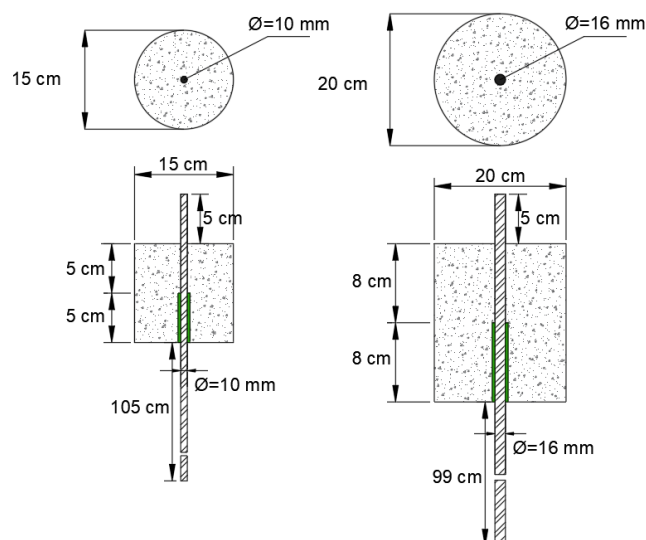
As barras de aço utilizadas no ensaio de aderência foram caracterizadas de acordo com o indicado na NBR 7480:2007¹⁶ (ABNT, 2007) e NBR ISO 6892:2013 (ABNT, 2013), à temperatura ambiente, cada diâmetro de barra de aço contou com três amostras. As barras de aço utilizadas foram da marca Arcelor Mittal proveniente da unidade de Piracicaba – SP. As barras de aço foram cortas em comprimentos variáveis, a depender de seu diâmetro, pesadas para a obtenção de massa por unidade de comprimento, e finalmente, ensaiadas à tração uniaxial.

5.6 Determinação da resistência de aderência

A determinação da resistência de aderência dos concretos ocorreu por meio de ensaios do tipo arrancamentos especificado pela RILEM-FIP-CEB (1973).

Os corpos de prova a serem usados no ensaio de arrancamento tipo RILEM-FIP-CEB (1973) foram produzidos com as dimensões de acordo com o mostrado na Figura 5.13. Como já mencionado no capítulo 4, escolheu-se geometria cilíndrica para a produção dos corpos de prova para o ensaio de aderência assim como em outras pesquisas como Almeida Filho (2006), Storch (2018) e Barboza (2018).

Figura 5.13 – Modelos para ensaio RILEM-FIP-CEB (1973).



Fonte: Autora (2023).

¹⁶ Norma vigente na data da realização dos ensaios.

Os ensaios foram realizados aos 28 dias, para dois diâmetros de barras diferentes (10 mm e 16 mm) com dois corpos de prova para cada diâmetro de barra de aço. Na Tabela 5.13 mostra-se um resumo da quantidade de corpos de prova produzidos para os ensaios relacionados à resistência de aderência.

Tabela 5.13 - Quantidade de corpos de prova produzidos para ensaio

Tipo de concreto	Diâmetro da barra (mm)	Ensaio RILEM-FIP-CEB
CAAR	10	2
	16	2
CAAR-0,5	10	2
	16	2
CAAR-0,8	10	2
	16	2
CAABCC1	10	2
	16	2
CAABCC1-0,5	10	2
	16	2
CAABCC1-0,8	10	2
	16	2
CAABCC2	10	2
	16	2
CAABCC2-0,5	10	2
	16	2
CAABCC2-0,8	10	2
	16	2
Total		36

Fonte: Autora (2023).

5.6.1 Produção dos corpos de prova

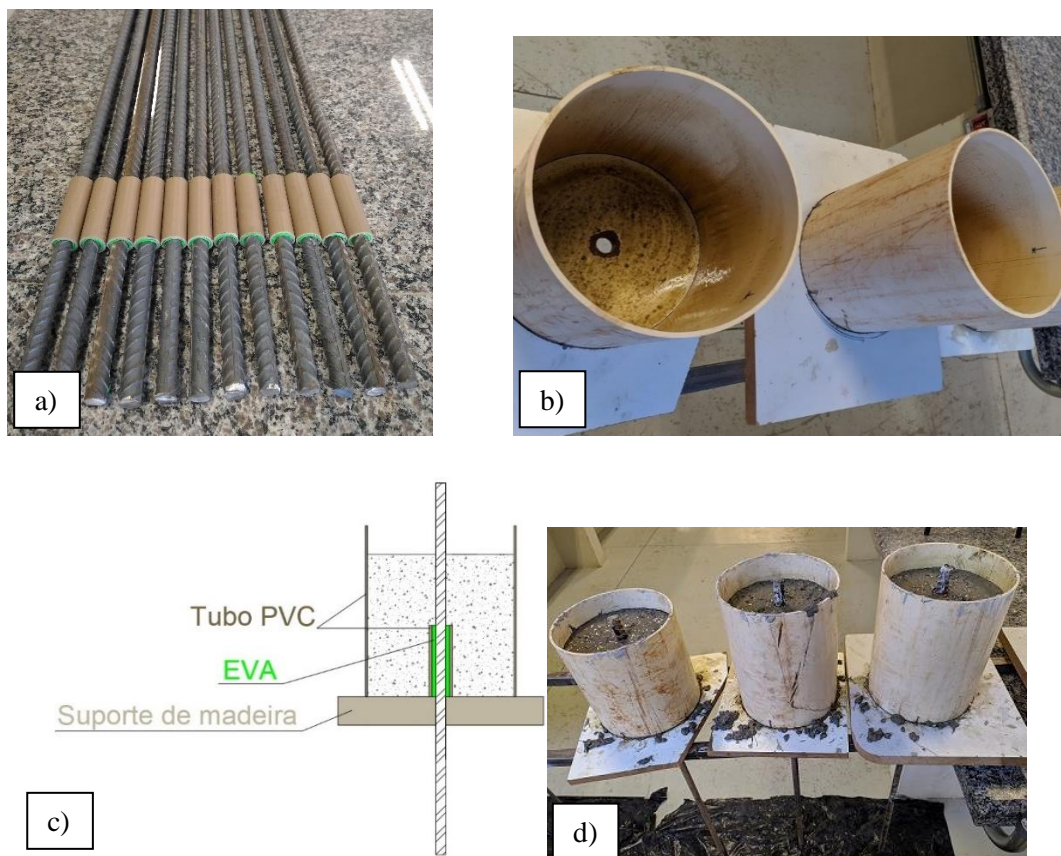
Sobre a produção dos corpos de prova para os ensaios de aderência, as barras de aço foram cortadas com comprimento de 100 cm, o suficiente para posicionar o corpo de prova no servo hidráulico entre as garras de fixação da barra de aço e o leitor de deformação no topo o corpo de prova. As barras de aço passaram por limpeza superficial para retirada de impurezas aderidas a ela. Cuidou-se também para que o comprimento de aderência entre a barra de aço e o concreto não compreendesse a marca impressa pela empresa nas barras, pois nesse trecho há alteração na disposição das nervuras, o que pode alterar os resultados dos ensaios.

Cuidados especiais foram tomados para garantir o comprimento aderente e não aderente de cada corpo de prova, para tanto, foi utilizado tubo PVC rígido. Para preenchimento do espaço entre o tubo PVC e a barra de aço, foi utilizado EVA, o que impossibilitou deslocamento do tubo PVC em relação à barra de aço (Figura 5.14a).

Como molde do corpo de prova de concreto também foi utilizado tubo PVC, para corpo de prova com barra de 10 mm o diâmetro do tubo foi de 150 mm, para corpo de prova com barra de aço de 16 mm o tubo PVC utilizado foi o de 200 mm, a utilização desses diâmetros de tubo PVC ocorreu devido ao disponível por meio de doações. O molde de tubo PVC foi fixado a uma base de madeira, essa base de madeira foi perfurada no centro conforme diâmetro da barra de aço que seria utilizada na produção do corpo de prova correspondente. Observa-se também que uma marca foi produzida no interior do molde de tubo PVC para auxiliar a concretagem, a marca variou de acordo com modelo de corpo de prova (Figura 5.14b). Na Figura 5.14c são mostrados detalhes do conjunto molde/corpo de prova.

Na Figura 5.14d mostra-se o corpo de prova após concretagem, a mesma ocorreu com as barras de aço posicionadas verticalmente. Após 24h os corpos de provas eram desmoldados e armazenados em câmara úmida até a data do ensaio.

Figura 5.14 – Preparo e moldagem dos corpos de prova de aderência.



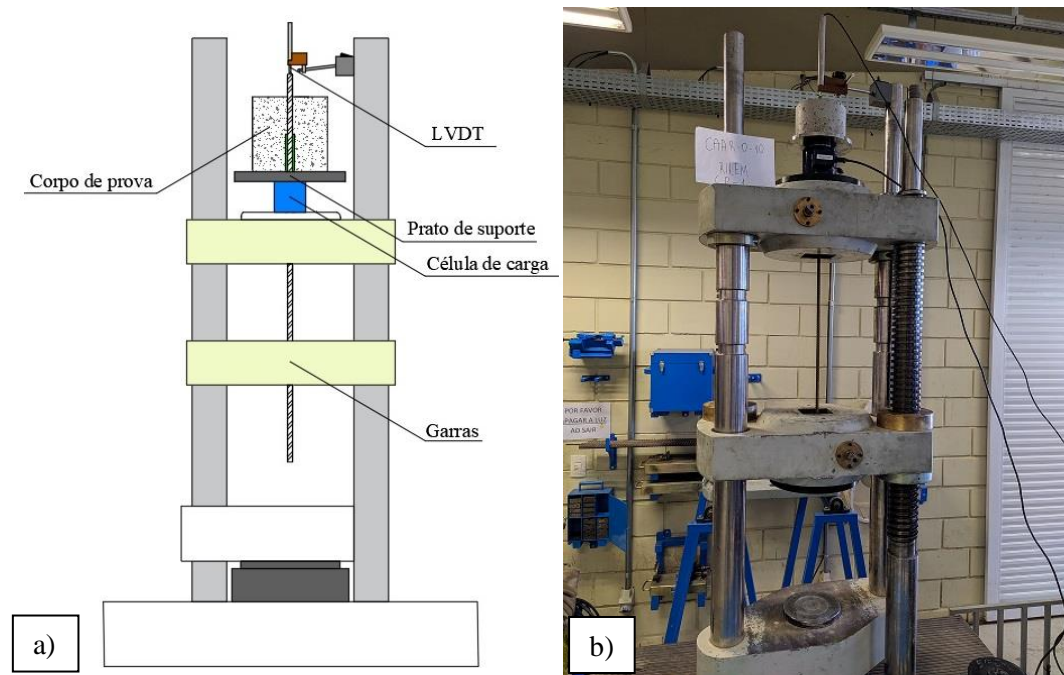
Fonte: Autora (2023).

5.6.2 Instrumentação do ensaio de arrancamento

Os equipamentos utilizados para realizar os ensaios de arrancamento foram: servo hidráulico universal de ensaios da marca Contenco®, com capacidade de 1000 kN; célula de carga com capacidade de 500 kN, e leitor de deformação com capacidade de leitura de 50 mm (Figura 5.15).

Os corpos de prova foram posicionados na parte superior do servo hidráulico, apoiados em um prato metálico para suporte sobre a célula de carga. O leitor de deformação apoiou-se na lateral do servo hidráulico posicionado na extremidade não solicitada da barra de aço. Ambos, célula de carga e leitor de deformação, se conectavam a um sistema de aquisição de dados. A outra extremidade da barra de aço foi fixada no servo hidráulico por meio de garras.

Figura 5.15 – Instrumentação do ensaio de arrancamento.



Fonte: Autora (2023).

Todos os ensaios ocorreram com aplicação de carregamento de 1 kN/s pois o equipamento utilizado não possibilitava a realização do ensaio com leitura de dados por deslocamento/tempo. Essa velocidade aplicada foi determinada por meio de testes em corpos de prova. Salienta-se que uma das justificativas para a escolha desse carregamento se dá pela limitação de armazenamento de leituras realizadas.

5.7 Modelo para previsão de tensão de aderência

A fim de extrapolar os resultados obtido em Storch (2018), modelos de regressão foram utilizados na estimativa das tensões associadas aos deslizamentos de 0,01 mm ($\tau_{0,01}$), 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) e 1,0 mm ($\tau_{1,0}$), na tensão última ao escorregamento (τ_u), na tensão média ao escorregamento (τ_m) e no modo de falha [FM – arrancamento (0) ou fendilhamento (1)] em função das variáveis diâmetro de barra [ϕ (10 ou 16 mm)], resistência característica à compressão do concreto no dia do ensaio (f_c), comprimento de ancoragem [AL (50 ou 80 mm)] e cobrimento do concreto [CC (70 ou 92 mm)].

A análise de variância (ANOVA) dos modelos de regressão foi também avaliada, ao nível de 5% de significância ($\alpha = 0.05$), possibilitando identificar a influência assim como a ordem de influência dos termos dos modelos nas propriedades estimadas ($\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_u , τ_m , FM) assim como da exclusão de termos não possíveis de serem estimados com base nos modelos completos.

Pela formulação da ANOVA, valor-P inferior ao nível de significância implica que o modelo ou os termos do modelo são considerados significativos, e não significativos em caso contrário. O teste de normalidade de Anderson-Darling (ao nível de 5% de significância) foi utilizado para avaliar a normalidade na distribuição dos resíduos da ANOVA e também nos valores da resistência ao deslizamento (τ , τ_m , τ_u) para a construção dos intervalos de confiança da média (95% de confiabilidade). Pela formulação do teste de normalidade, valor-P maior ou igual ao nível de significância implica em normalidade na distribuição, e na não normalidade em caso contrário.

Além da verificação da normalidade, foram testadas a homogeneidade das variâncias (simetria na amplitude dos resíduos em torno de 0) e a independência dos resíduos (inexistência de tendência de comportamento dos resíduos). Tais testes são necessários para a validação da ANOVA dos modelos de regressão. Quando não obtida a normalidade, a transformada de Johnson foi devidamente utilizada.

Cabe destacar que a obtenção dos modelos contou com a utilização de 46 conjuntos de valores envolvendo as variáveis citadas.

6 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo compreende a apresentação dos resultados obtidos na fase experimental dessa pesquisa. Iniciando-se pela dosagem dos concretos pelas etapas: pasta, agregados e produção de concretos auxiliares. Determinou-se a composição dos concretos definitivos, em seguida são apresentados os resultados dos ensaios referentes às características mecânicas principais como resistência à compressão axial, resistência à tração na flexão, módulo de elasticidade dinâmico e módulo de elasticidade estático. Por fim, apresenta-se os resultados dos ensaios de arrancamento para verificação da resistência de aderência.

6.1 Dosagem dos concretos

Essa fase da pesquisa inclui ensaios importantes para a determinação da composição da pasta, do esqueleto granular, produção de concretos auxiliares, e finalmente, definição das dosagens dos concretos definitivos.

6.1.1 Etapa pasta

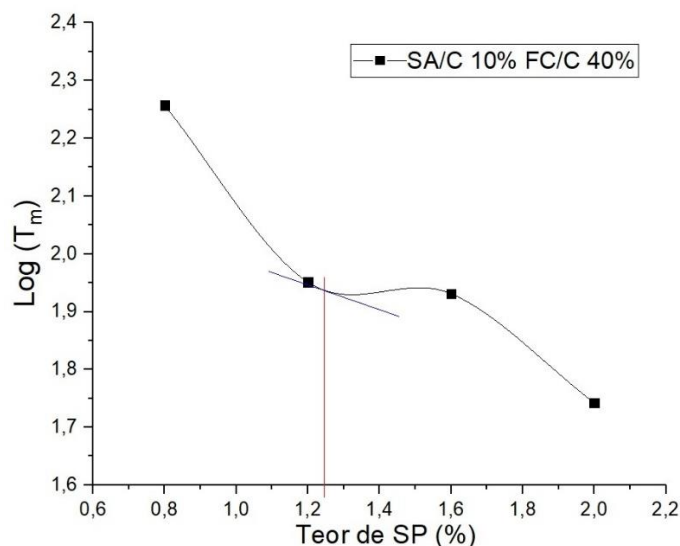
A dosagem dos concretos inclui ensaios importantes para a determinação da composição da pasta. Abrange ensaio para determinação do teor ótimo de superplastificante e avaliação da interferência da quantidade de adições na pasta.

6.1.1.1 Teor de superplastificante

Para estabelecer o teor ótimo de superplastificante foi realizado ensaio de funil Marsh. A pasta foi composta com relação a/c de 0,4, sílica ativa em teor de 10% e 40% de fíler calcário em relação ao teor de cimento. Assim, este ensaio foi realizado com pastas em que se variou o teor de superplastificante. A temperatura ambiente variou entre 23 e 26,5° e umidade relativa do ar entre 65% e 80%.

Na Figura 6.1 mostra-se a curva logarítmica para variados teores de superplastificante no tempo de 10 minutos, como indicado, esse ensaio foi realizado concomitantemente ao ensaio de miniabatimento.

Figura 6.1 - Ponto de saturação do SP para pasta com 40% de fíler calcário.



Fonte: Autora (2023).

O teor ótimo é determinado pelo ponto em que uma reta 2:5 tangencia a curva “logaritmo do tempo de escoamento *versus* teor de SP” no tempo de ensaio de 10 min, e para esses ensaios com os materiais a serem utilizados na fase experimental, equivale a 1,25% de teor de superplastificante em função da massa de cimento.

6.1.1.2 Verificação referente ao teor de fíler calcário

Juntamente com o ensaio de funil Marsh realizou-se o ensaio de miniabatimento. Gomes (2002) indicou que o espalhamento da pasta para dosagem de CAA no ensaio de miniabatimento aos 10 min deve ser entre 170 mm e 190 mm, e o T₁₁₅ deve estar entre 2s e 4s.

Esse estudo foi realizado por Storch (2018), nele o teor de 40% de fíler calcário e 10% de sílica ativa apresentou resultados dentro do aceitável para CAA sem prejuízo à fluidez da pasta, portanto, optou-se por adotar essas quantidades de adições para produção dos concretos, tanto de referência, quanto com baixo consumo de cimento sem e com adição de fibras de aço. Essa etapa, portanto, foi realizada para verificar o comportamento dessas adições em relação ao cimento CP IV RS 32 utilizado nas dosagens dessa pesquisa, bem como analisar a eficiência do superplastificante a ser utilizado nos concretos com o cimento CP IV RS 32.

Na Figura 6.2 observa-se o espalhamento do ensaio de miniabatimento para pasta produzida com 10% de sílica ativa, 40% de fíler calcário e 1,20% de SP no tempo de 10 min após o cimento entrar em contato com a água.

Figura 6.2 - Espalhamento da pasta aos 10 minutos.



Fonte: Autora (2023).

Por meio de avaliação visual, observa-se que não houve segregação na mistura. O espalhamento apresentado pela pasta com 1,20% de SP foi de 185,45 mm, o T_{115} foi de 2 segundos e a densidade média aproximada foi de 2,09 g/cm³, valores medidos no tempo de 10 min após o cimento entrar em contato com a água da mistura. Os valores apresentados foram satisfatórios de acordo com o recomendado por Gomes (2002).

Portanto, com a otimização da pasta, pode-se observar na Tabela 6.1 um resumo da composição final da pasta determinada para os concretos dessa pesquisa.

Tabela 6.1 – Composição da pasta para produção dos concretos.

Cimento	CP IV RS 32
Sílica ativa	10%
Fíler calcário	40%
Relação a/c	0,40
Teor de superplastificante	1,25%

Fonte: Autora (2023).

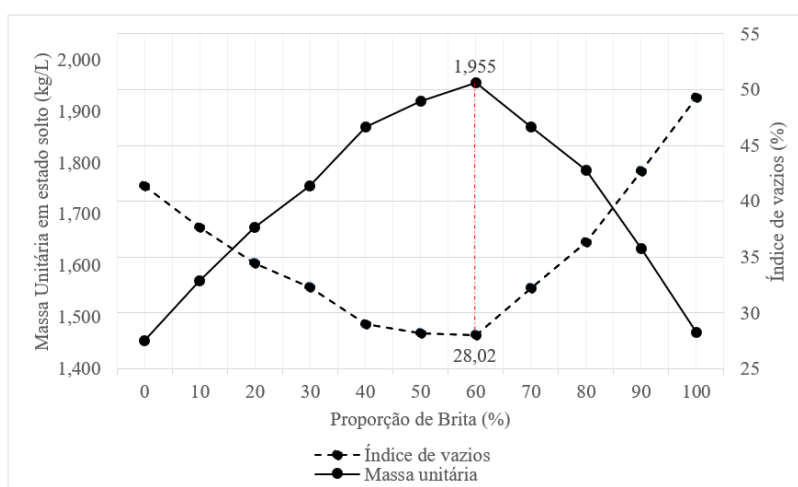
Assim como observado em Storch (2018) e Barboza (2018) ressalta-se, porém, que o teor de superplastificante ótimo determinado pelos ensaios representa apenas um indicativo inicial de consumo de superplastificante. Adequações no consumo de superplastificante podem ser necessários na produção do concreto de acordo com a interferência gerada pelo restante dos materiais utilizados na mistura, bem como fatores ambientais como umidade relativa do ar e temperatura ambiente.

6.1.2 Etapa agregados

Com o objetivo de obter a melhor composição entre os agregados, que tivesse a composição com maior peso específico e menor índice de vazios, foi realizado ensaio de massa unitária no estado solto em diferentes proporções entre agregados. O ensaio ocorreu sem adensamento tendo em vista que a aplicação é para concretos autoadensáveis.

Na Figura 6.3 mostra-se o resultado do ensaio de empacotamento realizado com o agregado miúdo e graúdo.

Figura 6.3 - Empacotamento dos agregados.



Fonte: Autora (2023).

A proporção adotada para a produção dos concretos, mediante os resultados, foi a de 60% de brita e 40% de areia, que apresentou massa unitária de 1,955 kg/L e índice de vazios de 28,02%. O menor índice de vazio é importante, entre outros, para alcançar o menor teor de pasta possível para produzir os concretos com baixo consumo de cimento.

6.1.3 Etapa concreto – Concretos auxiliares

A produção de concretos auxiliares foi realizada com o objetivo de determinar a dosagem de três concretos com teores diferentes de cimento na mistura, sendo um concreto autoadensável de referência com consumo usual de cimento (CAAR), e dois concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento em relação ao CAAR, o CAABCC1 e o CAABCC2. Outro objetivo foi o de definir as porcentagens de adição de fibras de aço nesses concretos. O fator decisivo para a determinação dessas variáveis foi o comportamento dos concretos auxiliares no estado fresco, que deveria ser caracterizado como um concreto

autoadensável. Os limites para os resultados dos testes no estado fresco indicados pelas normas são aqueles citados na seção 2.7.1.

Gomes (2002) aponta que o teor de pasta no CAA deve variar entre 35% e 40%, para garantir a fluidez da mistura. A produção dos concretos auxiliares partiu do volume de 40% de pasta para o concreto autoadensável de referência (CAAR), seguindo a indicação do referido autor, o que significou para essa pesquisa um consumo de 430,50 kg/m³ de cimento. Esse teor de pasta também foi utilizado como de referência nas pesquisas de Storch (2018) e Barboza (2018).

Para esse volume de pasta (40%) variou-se o volume de fibras de aço na dosagem entre 0,3% e 1,2% (Tabelas 6.2 e 6.3). Nota-se que a adição de fibra de aço na mistura inviabilizou a realização dos ensaios de funil-V e caixa-L, pois gerou obstrução na saída do concreto nos aparelhos utilizados para esses testes. Na Figura 6.4 é possível observar a obstrução durante o teste de caixa-L.

Ressalta-se que além da água de amassamento referente à relação a/c=0,4, adicionou-se água referente à absorção dos agregados, valores obtidos por meio dos ensaios de caracterização desses materiais.

Tabela 6.2 - Consumo de materiais para 1 m³ das dosagens dos concretos auxiliares.

Material	Conc. aux. 1	Conc. aux. 2	Conc. aux. 3	Conc. aux. 4	Conc. aux. 5	Conc. aux. 6	
Cimento (kg)	430,50	430,50	430,50	430,50	430,50	430,50	
Fíler calcário (kg)	172,20	172,20	172,20	172,20	172,20	172,20	
Sílica ativa (kg)	43,05	43,05	43,05	43,05	43,05	43,05	
Agregado miúdo (kg)	654,34	654,34	654,34	654,34	654,34	654,34	
Agregado graúdo (kg)	981,50	981,50	981,50	981,50	981,50	981,50	
SP/C (%)	2,5	2,5	2,6	3,5	3,0	3,0	
Água (kg)	172,19	172,19	172,19	172,19	172,19	172,19	
Água ab. do agregado graúdo (1,89%) (kg)	18,55	18,55	18,55	18,55	18,55	18,55	
Água ab. do agregado miúdo (0,59%) (kg)	3,86	3,86	3,86	3,86	3,86	3,86	
Volume de pasta (%)	40	40	40	40	40	40	
Volume de fibra de aço (%)	0,0	0,3	0,5	0,8	1,0	1,2	
Fibra de aço (kg)	0,0	23,55	39,25	62,8	78,5	94,2	
Limites NBR							
Ensaio estado fresco	15823:2017 Classe SF2, VS2, VF2, PL2						
Espalha. (mm)	660 a 750	745,3	717,5	732,5	737,0	747,2	725,8
T ₅₀ (s)	>2	2''31	3''90	4''10	4''25	4''59	5''19
Caixa-L H ₂ /H ₁	≥ 0,80	0,95	-	-	-	-	-
T ₂₀ (s)	-	2''20	-	-	-	-	-
T ₄₀ (s)	-	4''15	-	-	-	-	-
Funil-V (s)	9 a 25	7''67	-	-	-	-	-

Fonte: Autora (2023).

Assim como verificado nas pesquisas de Storch (2018) e Barboza (2018), o teor ótimo de superplastificante determinado na etapa pasta apresentou-se como um ponto de partida, porém, na fase de produção do concreto houve a necessidade de ajuste no consumo de superplastificante, pois o agregado miúdo utilizado na mistura do concreto apresentou-se como muito fina, o que refletiu em maior necessidade de superplastificante para garantir trabalhabilidade e fluidez aos concretos.

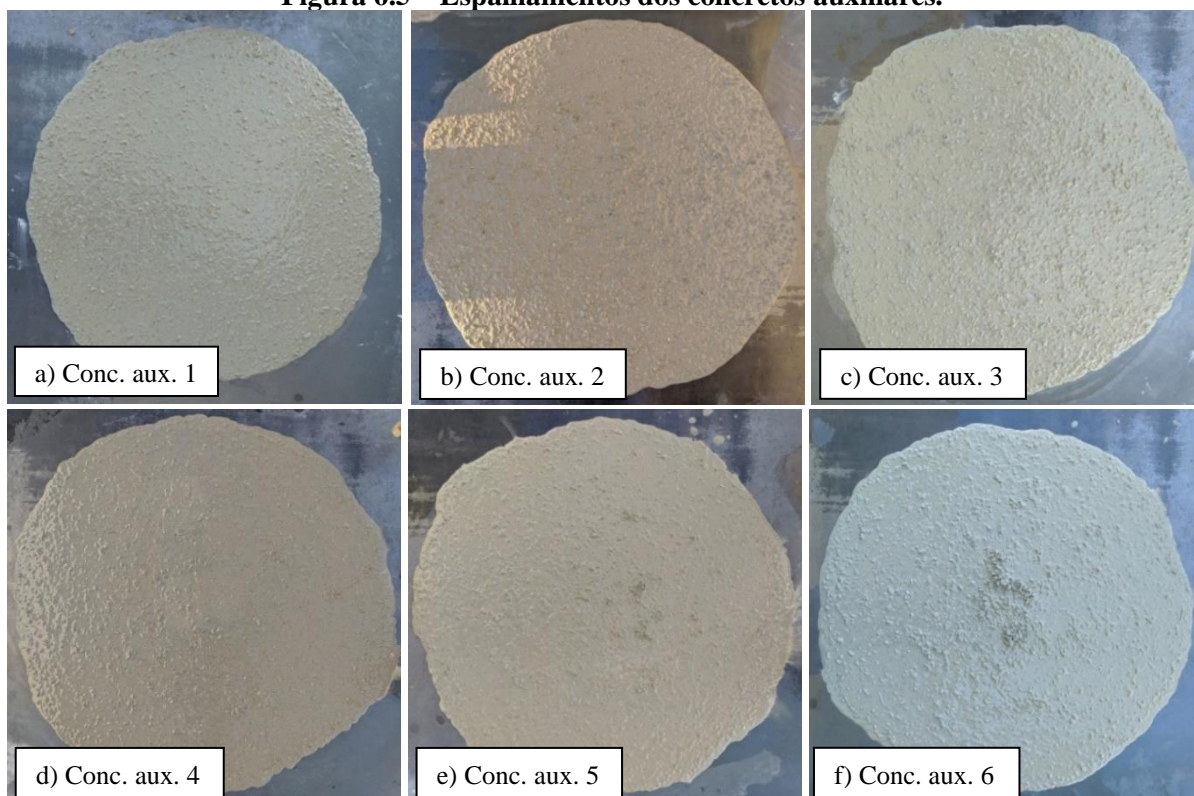
Figura 6.4 – Obstrução durante ensaio de caixa-L gerado por fibras de aço.



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.5 observa-se o ensaio de espalhamento dos concretos desenvolvidos indicados na Tabela 6.2.

Figura 6.5 – Espalhamentos dos concretos auxiliares.



Fonte: Autora (2023).

Nota-se que o concreto auxiliar 6 (40% de pasta e 1,2% de fibras de aço) e o concreto auxiliar 8 (35% de pasta e 1,0% de fibras de aço) apresentaram alguns pontos com aglomeração de fibras de aço, o que indicou a inviabilidade de utilizar essas respectivas porcentagens de adição de fibra de aço para essa dosagem de concreto.

Posteriormente, foram produzidas outras dosagens com diferentes teores de pasta de cimento com o objetivo de determinar outras duas dosagens de concreto para compor o programa experimental dessa pesquisa (Tabela 6.3).

Tabela 6.3 - Consumo de materiais para 1 m³ das dosagens dos concretos auxiliares.

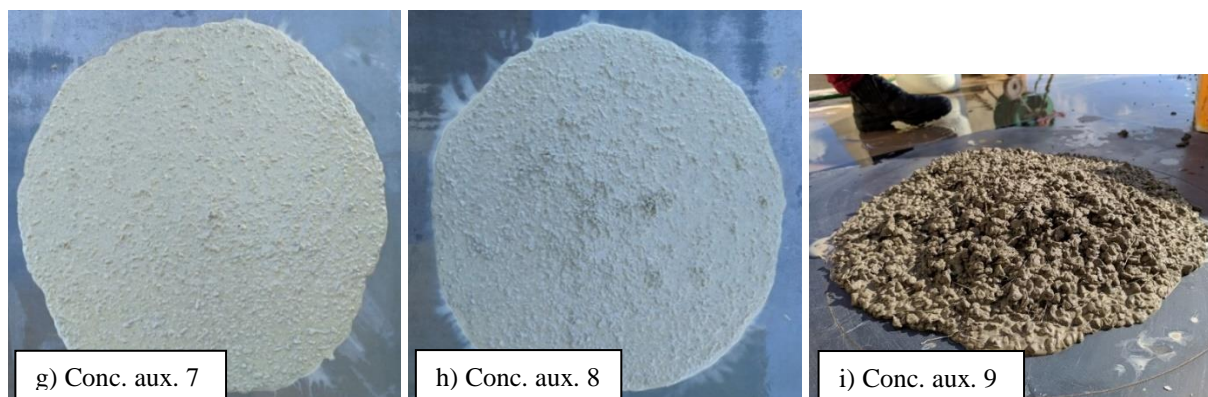
Material	Conc. aux. 7	Conc. aux. 8	Conc. aux. 9	Conc. aux. 10	Conc. aux. 11	
Cimento (kg)	376,66	376,66	322,86	344,38	355,14	
Fíler calcário (kg)	150,66	150,66	129,14	137,75	142,06	
Sílica ativa (kg)	37,67	37,67	32,29	34,44	35,51	
Agregado miúdo (kg)	708,86	708,86	763,39	741,58	730,68	
Agregado graúdo (kg)	1063,30	1063,30	1145,09	1112,37	1096,01	
SP/C (%)	3,5	3,5	3,7	3,7	3,6	
Água (kg)	150,66	150,66	129,14	137,75	142,06	
Água ab. do agregado graúdo (1,89%) (kg)	20,10	20,10	21,64	21,02	20,71	
Água ab. do agregado miúdo (0,59%) (kg)	4,18	4,18	4,50	4,38	4,31	
Volume de pasta (%)	35	35	30	32	33	
Volume de fibra de aço (%)	0,5	1,0	0,5	0,5	0,5	
Fibra de aço (kg)	39,25	78,5	39,25	39,25	39,25	
Limites NBR						
Ensaio estado fresco	15823:2017 Classe SF2, VS2, VF2, PL2					
Espalha. (mm)	660 a 750	697,0	685,2	-	-	692,1
T ₅₀ (s)	>2	7"57	9"32	-	-	12"29
Caixa-L H ₂ /H ₁	≥ 0,80	-	-	-	-	-
T ₂₀ (s)	-	-	-	-	-	-
T ₄₀ (s)	-	-	-	-	-	-
Funil-V (s)	9 a 25	10"62	-	-	-	-

Fonte: Autora (2023).

Em seguida testou-se produzir concreto com 30% de volume de pasta (322,86 kg/m³ de cimento), volume escolhido baseado na pesquisa de Storch (2018) e no índice de vazios encontrado no estudo do esqueleto granular. Ao adicionou-se 0,5% de fibras de aço (39,25 kg/m³) na mistura foi verificado durante teste de espalhamento (Figura 6.6i) que esse concreto não apresentou características de CAA no estado fresco, o que pode ser explicado pela introdução de fibras de aço no traço de concreto, acarretando redução de fluidez. Resultado semelhante foi encontrado na avaliação do concreto produzido com 32% de pasta na mistura (344,39 kg/m³ de cimento) e 0,5% de adição de fibra de aço (Tabela 6.3).

Por fim, testou-se produzir concreto com 33% de volume de pasta ($355,14\text{kg/m}^3$ de cimento) e 0,5% de adição de fibra de aço ($39,25\text{ kg/m}^3$). Esse concreto demonstrou características dentro dos limites para um CAA, e foi adotado como a terceira dosagem de concreto dessa pesquisa.

Figura 6.6 – Espalhamento dos concretos auxiliares (continuação).



Fonte: Autora (2023).

A etapa de produção de concretos auxiliares possibilitou verificar a interferência das fibras de aço na fluidez e trabalhabilidade dos concretos desenvolvidos, resultando na determinação do limite de redução de consumo de cimento para essa pesquisa que foi influenciado diretamente pela adição de fibras de aço.

Comparando o consumo de cimento do CAA de referência com o concreto com menor consumo de cimento, observa-se a possibilidade de redução de até 17,5%. Se tratando do volume de fibras de aço, determinou-se utilizar no máximo 0,8%, em detrimento das verificações visuais realizadas nos ensaios de espalhamento dos concretos auxiliares.

6.2 Dosagem definitivas dos concretos

O estudo de dosagem produzindo os concretos auxiliares viabilizou determinar o conteúdo de pasta para os concretos a serem estudados nessa pesquisa (40%, 35% e 33%), bem como volume de adição de fibras de aço, que apresentou 0,8% de adição como valor máximo indicado. Além de concreto sem fibra de aço e com 0,8% de adição de fibras, determinou-se utilizar o teor de 0,5% de adição de fibras como valor intermediário.

A nomenclatura dos concretos dessa pesquisa representa em primeiro lugar o tipo de concreto, sendo CAAR (Concreto Autoadensável de Referência) e CAABCC (Concreto Autoadensável com Baixo Consumo de Cimento), sendo que para o CAABCC há duas

dosagens, o CAABCC1 e o CAABCC2 com dois consumos de cimento diferentes. Em seguida há a representação do teor de fibra de aço na mistura em percentagem, sendo: 0; 0,5 e 0,8.

Na Tabela 6.4, indica-se o consumo de materiais para produzir 1 m³ de CAAR-0, CAAR-0,5 e CAAR-0,8.

Tabela 6.4 - Consumo de materiais para 1 m³ de concreto

Material	CAAR-0	CAAR-0,5	CAAR-0,8
Cimento (kg)	430,50	430,50	430,50
Fíler calcário (kg)	172,20	172,20	172,20
Sílica ativa (kg)	43,05	43,05	43,05
Agregado miúdo (kg)	651,82	651,82	651,82
Agregado graúdo (kg)	977,73	977,73	977,73
SP/C (%)	1,25	1,40	1,45
Água (kg)	172,20	172,20	172,20
Água ab. do agregado graúdo (1,89%) (kg)	18,48	18,48	18,48
Água ab. do agregado miúdo (0,59%) (kg)	3,85	3,85	3,85
Volume de pasta (%)	40	40	40
Fibra de aço (kg)	0,00	39,25	62,80

Fonte: Autora (2023).

Nas Tabelas 6.5, indica-se o consumo de materiais para produzir 1 m³ de CAABCC1-0, CAABCC1-0,5 e CAABCC2-0,8.

Tabela 6.5 - Consumo de materiais para 1 m³ das dosagens dos concretos

Material	CAABCC1-0	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,8
Cimento (kg)	376,68	376,68	376,68
Fíler calcário (kg)	150,67	150,67	150,67
Sílica ativa (kg)	37,67	37,67	37,67
Agregado miúdo (kg)	708,86	708,86	708,86
Agregado graúdo (kg)	1063,30	1063,30	1063,30
SP/C (%)	1,65	1,75	1,95
Água (kg)	150,67	150,67	150,67
Água ab. do agregado graúdo (1,89%) (kg)	20,10	20,10	20,10
Água ab. do agregado miúdo (0,59%) (kg)	4,18	4,18	4,18
Volume de pasta (%)	35	35	35
Fibra de aço (kg)	0,00	39,25	62,80

Fonte: Autora (2023).

Nas Tabelas 6.6, indica-se o consumo de materiais para produzir 1 m³ de CAABCC1-0, CAABCC1-0,5 e CAABCC2-0,8.

Tabela 6.6 - Consumo de materiais para 1 m³ das dosagens dos concretos

Material	CAABCC2-0	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,8
Cimento (kg)	355,14	355,14	376,64
Fíler calcário (kg)	142,06	142,06	150,66
Sílica ativa (kg)	35,51	35,51	37,66
Agregado miúdo (kg)	730,68	730,68	708,86
Agregado graúdo (kg)	1096,01	1096,01	1063,30
SP/C (%)	2,10	2,20	2,35
Água (kg)	142,06	142,06	142,06
Água ab. do agregado graúdo (1,89%) (kg)	20,71	20,71	20,71
Água ab. do agregado miúdo (0,59%) (kg)	4,31	4,31	4,31
Volume de pasta (%)	33	33	33
Fibra de aço (kg)	0,00	39,25	62,80

Fonte: Autora (2023).

Em relação ao CAAR, o CAABCC1 tem 12,50% menor volume de cimento em sua composição, e o CAABCC2 apresenta 17,50% menos cimento na mistura em relação ao CAAR.

6.3 Concretos no estado fresco

Para avaliar as características do concreto de referência no estado fresco foram utilizados os ensaios de funil-V, caixa-L e espalhamento (Figura 6.7 e 6.8). Já se tratando dos concretos com adição de fibras de aço, utilizou-se apenas o espalhamento, pois ocorreu bloqueio nos outros dois aparelhos de ensaio.

Na Tabela 6.7 apresenta-se os resultados dos ensaios no estado fresco dos concretos CAAR com 0; 0,5 e 0,8 % de adição de fibras de aço, respectivamente.

Tabela 6.7 – Comportamento do CAAR (0; 0,5 e 0,8) no estado fresco.

		CAAR-0	CAAR-0,5	CAAR-0,8
Ensaio estado fresco	Limites NBR 15823:2017			
Espalha. (mm)	550 a 850	785,0	746,0	732,5
T ₅₀ (s)	>2	3”31	4”90	6”10
Caixa-L H ₂ /H ₁	≥ 0,80	0,95	-	-
T ₂₀ (s)	-	2”20	-	-
T ₄₀ (s)	-	4”15	-	-
Funil-V (s)	9 a 25	9”67	-	-

Fonte: Autora (2023).

Na Tabela 6.8 apresenta-se os resultados dos ensaios no estado fresco dos concretos CAABCC1 com 0; 0,5 e 0,8 % de adição de fibras de aço, respectivamente.

Tabela 6.8 – Comportamento do CAABCC1 (0; 0,5 e 0,8) no estado fresco.

Ensaio estado fresco	Limites NBR 15823:2017	CAABCC1-0	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,8
		Espalha. (mm)	550 a 850	760,0
T ₅₀ (s)	>2	4''59	5''19	7''57
Caixa-L H ₂ /H ₁	≥ 0,80	0,91	-	-
T ₂₀ (s)	-	2''56	-	-
T ₄₀ (s)	-	4''87	-	-
Funil-V (s)	9 a 25	10''16	-	-

Fonte: Autora (2023).

Na Tabela 6.9 apresenta-se os resultados dos ensaios no estado fresco dos concretos CAABCC2 com 0; 0,5 e 0,8 % de adição de fibras de aço, respectivamente.

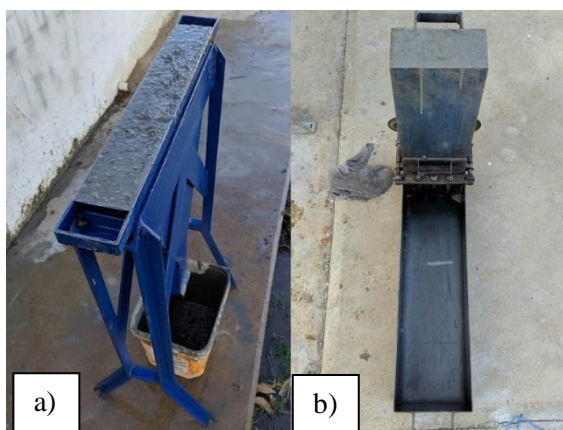
Tabela 6.9 – Comportamento do CAABCC2 (0; 0,5 e 0,8) no estado fresco.

Ensaio estado fresco	Limites NBR 15823:2017	CAABCC2-0	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,8
		Espalha. (mm)	550 a 850	742,0
T ₅₀₀ (s)	>2	6''35	9''29	12''34
Caixa-L H ₂ /H ₁	≥ 0,80	0,89	-	-
T ₂₀ (s)	-	3''16	-	-
T ₄₀ (s)	-	5''05	-	-
Funil-V (s)	9 a 25	18''35	-	-

Fonte: Autora (2023).

As avaliações relacionadas à habilidade de passagem e viscosidade dos concretos sem fibras de aço ocorreu de acordo com as normas NBR 15823-4:2017 (ABNT, 2017) e NBR 15823-5:2017 (ABNT, 2017), e conforme indicado nas Tabelas 6.7, 6.8 e 6.9 esses concretos apresentaram resultados dentro dos limites indicados, portanto, caracterizando-se como concretos autoadensáveis. Nota-se que os concretos com redução de consumo de cimento na dosagem apresentaram maiores valores para tempo de escoamento nos dois ensaios (caixa-L e funil-V), o que pode ser explicado pelo fato desses concretos serem produzidos com menor volume de pasta.

Figura 6.7 - Concretos nos ensaios de: a) Funil-V e b) Caixa-L.



Fonte: Autora (2023).

De acordo com a NBR 15823:2017 (ABNT,2017) é possível realizar avaliação visual no ensaio de espalhamento do CAA, classificando-o em: muito estável (0), estável (1), instável (2) e muito instável (3). O concreto classificado com índice 0 ou 1 são indicados como adequados para utilização.

Na Figura 6.8 observa-se os ensaios de espalhamento dos concretos CAAR-0, CAAR-0,5 e CAAR-0,8. Por meio de verificação visual desse ensaio, verificou-se que não houve segregação ou exsudação dos concretos produzidos, nem acúmulo de fibras de aço, podendo considerá-los muito estáveis (0).

Figura 6.8 - Concretos após ensaio de espalhamento a) CAAR-0; b) CAAR-0,5 e c) CAAR-0,8.



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.9 mostra-se os espalhamentos dos concretos CAABCC1-0, CAABCC1-0,5 e CAABCC1-0,8. Por meio de verificação visual desse ensaio, percebeu-se que os concretos se apresentaram como muito estáveis (0).

Figura 6.9 - Concretos após ensaio de espalhamento a) CAABCC1-0, b) CAABCC1-0,5 e c) CAABCC1-0,8.



Fonte: Autora (2023).

A Figura 6.10 compreende os espalhamentos do CAABCC2-0, CAABCC2-0,5 e CAABCC2-0,8. Nota-se que não ocorreu acúmulo de material nessas dosagens nem exsudação nas bordas do espalhamento, apresentando-se como muito estáveis (0), exceto em relação ao CAABCC2-0,8 que apresentou pontos com acúmulo de fibras de aço na região central do espalhamento e leve exsudação em suas bordas, portanto, pela análise visual pode ser caracterizado como instável (2).

Figura 6.10 - Concretos após ensaio de espalhamento a) CAABCC2-0, b) CAABCC2-0,5 e c) CAABCC2-0,8.



Fonte: Autora (2023).

6.4 Características físicas e mecânicas do concreto no estado endurecido

Nessa seção são apresentados os resultados da massa específica e dos ensaios para obtenção das propriedades mecânicas principais, tais como: resistência à compressão, resistência à tração na flexão, módulo de elasticidade dinâmico, módulo de elasticidade estático, bem como os resultados dos ensaios de aderência.

6.4.1 Massa específica

Na Tabela 6.10 estão indicados os resultados da massa específica no estado endurecido dos concretos produzidos na idade de 28 dias.

Tabela 6.10 - Resultados de massa específica dos concretos aos 28 dias.

Concreto	Massa específica média (g/cm³)
CAAR-0	2,43
CAAR-0,5	2,45
CAAR-0,8	2,46
CAABCC1-0	2,51
CAABCC1-0,5	2,52
CAABCC1-0,8	2,53
CAABCC2-0	2,55
CAABCC2-0,5	2,57
CAABCC2-0,8	2,58

Fonte: Autora (2023).

De acordo com os resultados, notou-se que a adição de fibra de aço bem como maior volume de agregados utilizados nos concretos com baixo de consumo de cimento gerado pela redução do teor de pasta, resultou em ligeiro aumento na sua massa específica.

6.4.2 Resistência à compressão axial

Os resultados relacionados à resistência à compressão média aos 7, 14, 28 e 91 dias são indicados nas Tabelas 6.11 a 6.13. É apresentado também análise básica estatística para os resultados obtidos.

Tabela 6.11 - Resistência à compressão do CAAR (0; 0,5 e 0,8).

	CAAR-0	CAAR-0	CAAR-0	CAAR-0
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	31,17	37,99	51,33	84,51
CP2	28,74	38,40	50,26	83,86
CP3			48,74	
Média (MPa)	29,96	38,20	50,11	84,18
DP (MPa)	1,72	0,29	1,30	0,46
CV (%)	5,74	0,75	2,60	0,54
	CAAR-0,5	CAAR-0,5	CAAR-0,5	CAAR-0,5
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	32,45	41,26	69,17	80,57
CP2	33,24	37,37	67,57	84,72
CP3			60,91	
Média (MPa)	32,85	39,31	65,88	82,65
DP (MPa)	0,56	2,75	4,38	2,93
CV (%)	1,70	6,99	6,65	3,55
	CAAR-0,8	CAAR-0,8	CAAR-0,8	CAAR-0,8
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	34,70	43,98	57,52	83,92
CP2	34,13	46,30	57,54	79,89
CP3			54,22	
Média (MPa)	34,41	45,14	56,43	81,91
DP (MPa)	0,40	1,64	1,91	2,85
CV (%)	1,16	3,63	3,39	3,48

Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.12 - Resistência à compressão do CAABCC1 (0; 0,5 e 0,8).

	CAABCC1-0	CAABCC1-0	CAABCC1-0	CAABCC1-0
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	24,00	37,50	51,13	78,47
CP2	28,61	34,43	53,06	84,19
CP3			50,26	
Média (MPa)	26,30	35,97	51,48	81,33
DP (MPa)	3,26	2,17	1,43	4,04
CV (%)	12,40	6,03	2,79	4,97
	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,5
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	36,07	53,81	61,79	77,14
CP2	35,89	52,51	59,32	82,17
CP3			60,30	
Média (MPa)	35,98	53,16	60,47	79,66
DP (MPa)	0,13	0,92	1,24	3,56
CV (%)	0,35	1,73	2,05	4,47
	CAABCC1-0,8	CAABCC1-0,8	CAABCC1-0,8	CAABCC1-0,8
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	36,19	50,35	55,62	82,48
CP2	35,70	52,58	51,86	80,49
CP3			56,67	
Média (MPa)	35,94	51,47	54,72	81,49
DP (MPa)	0,34	1,58	2,53	1,41
CV (%)	0,96	3,06	4,62	1,73

Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.13 - Resistência à compressão do CAABCC2 aos 7, 14, 28, e 91 dias.

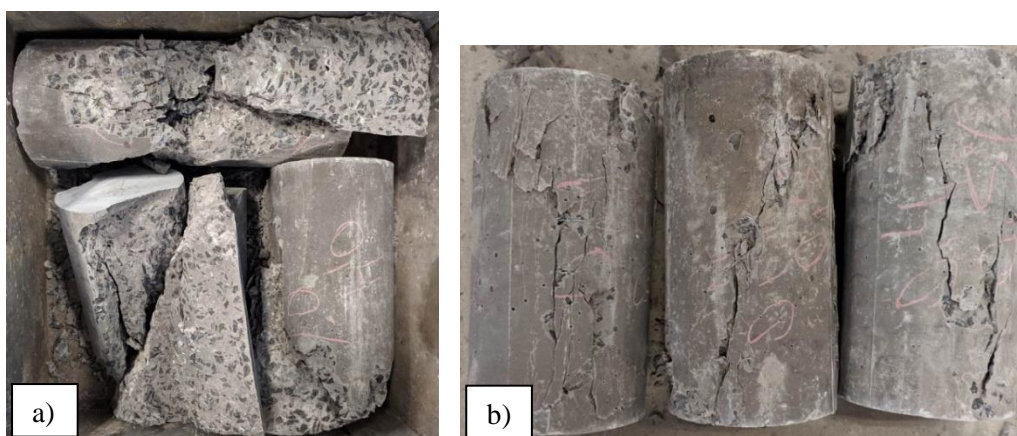
	CAABCC2-0	CAABCC2-0	CAABCC2-0	CAABCC2-0
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	26,14	38,37	54,48	82,14
CP2	26,52	39,13	59,16	81,67
CP3			60,25	
Média (MPa)	26,33	38,75	58,63	81,91
DP (MPa)	0,27	0,53	1,94	0,33
CV (%)	1,02	1,38	3,32	0,41
	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,5
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	26,96	41,04	63,51	84,59
CP2	30,83	38,77	62,49	83,06
CP3			63,87	
Média (MPa)	28,89	39,90	63,29	83,83
DP (MPa)	2,74	1,61	0,71	1,08
CV (%)	9,49	4,03	1,12	1,28
	CAABCC2-0,8	CAABCC2-0,8	CAABCC2-0,8	CAABCC2-0,8
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
CP1	33,26	43,43	59,54	79,84
CP2	32,33	42,60	56,31	82,45
CP3			52,43	
Média (MPa)	32,79	43,01	56,09	81,15
DP (MPa)	0,66	0,59	3,56	1,85
CV (%)	2,01	1,36	6,34	2,27

Fonte: Autora (2023).

Nota-se nas Tabelas 6.11, 6.12 e 6.13 o ganho de resistência com o tempo das dosagens de concreto desenvolvidas nessa pesquisa. Observa-se que todas as dosagens alcançaram resultados acima de 50 MPa aos 28 dias.

Na Figura 6.11 são apresentados corpos de prova de CAAR (a) e CAAR-0,5 (b) após ensaio de resistência à compressão.

Figura 6.11 - Corpos de prova após ensaio de resistência à compressão axial a) CAAR-0 e b) CAAR-0,5.



Fonte: Autora (2023).

6.4.3 Ensaio de Tração na Flexão

Na Tabela 6.14 são indicados os resultados referentes aos ensaios de tração na flexão. Os ensaios ocorreram aos 28 dias de idade dos concretos.

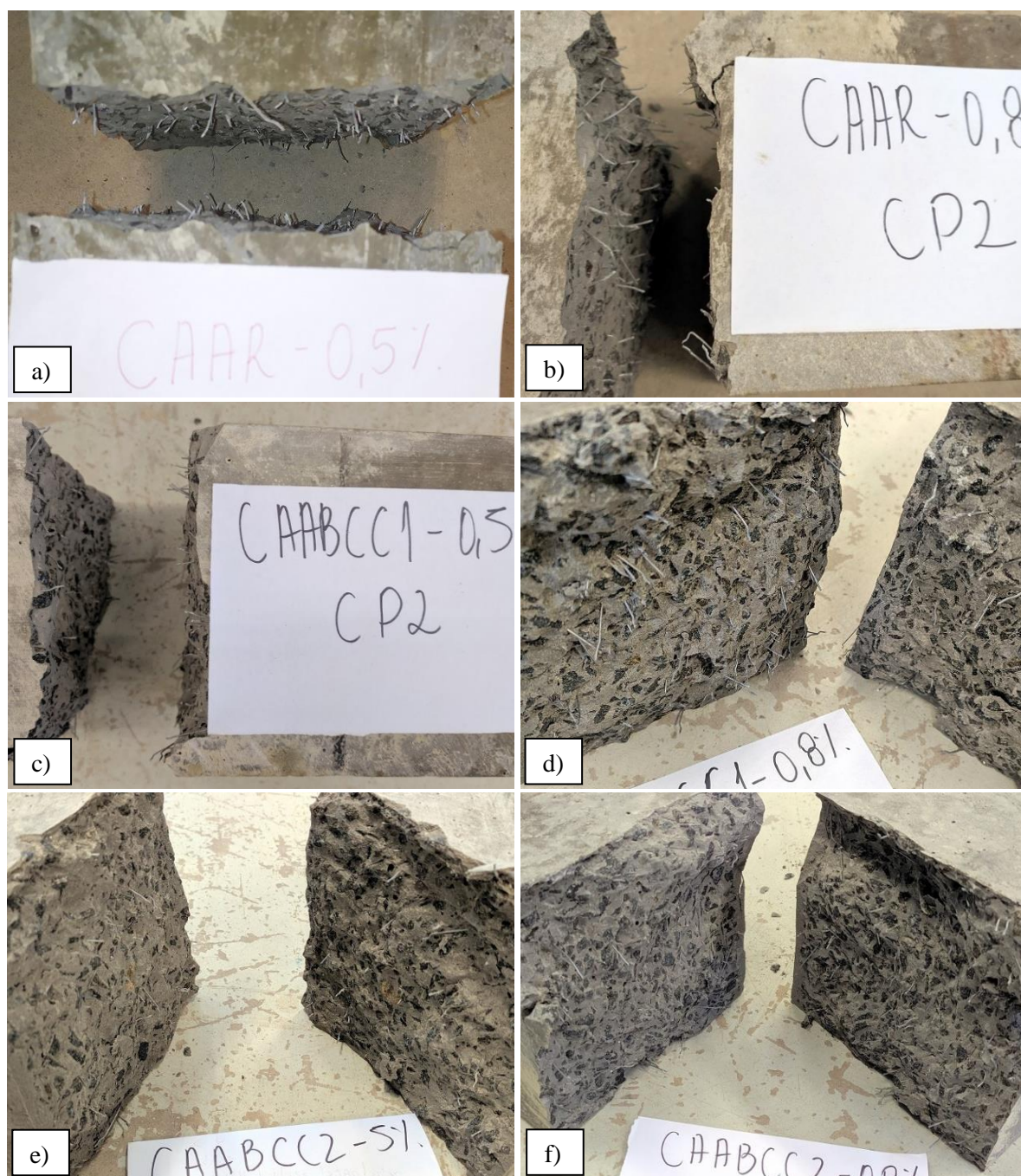
Tabela 6.14 – Resultados dos ensaios de tração na flexão dos concretos.

	CAA-0	CAAR-0,5	CAAR-0,8
	28 dias	28 dias	28 dias
CP1	7,93	8,40	8,13
CP2	7,25	8,26	8,89
Média (MPa)	7,59	8,33	8,51
DP (MPa)	0,48	0,10	0,53
CV (%)	6,35	1,14	6,25
	CAABCC1-0	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,8
	28 dias	28 dias	28 dias
CP1	8,49	8,69	8,87
CP2	8,28	7,91	9,03
Média (MPa)	8,39	8,30	8,95
DP (MPa)	0,15	0,56	0,11
CV (%)	1,78	6,71	1,26
	CAABCC2-0	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,8
	28 dias	28 dias	28 dias
CP1	7,21	7,47	7,41
CP2	7,35	7,31	7,91
Média (MPa)	7,28	7,39	7,69
DP (MPa)	0,10	0,11	0,31
CV (%)	1,36	1,52	3,97

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.12 estão indicados corpos de prova prismáticos dos concretos após ruptura, pode-se observar a distribuição de fibras de aço.

Figura 6.12 - Corpos de prova prismáticos após ensaio de tração na flexão.



Fonte: Autora (2023).

Todos os modelos apresentaram ruptura no terço médio do corpo de prova.

6.4.4 Módulo de elasticidade dinâmico pelo método acústico

Na Tabela 6.15 estão indicados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade acústico apresentados pelo CAAR (0; 0,5 e 0,8) para as idades de 7, 14 e 28 dias.

Tabela 6.15 - Módulo de elasticidade dinâmico do CAAR (0; 0,5 e 0,8).

	CAAR-0	CAAR-0	CAAR-0
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	40,82	43,78	45,10
CP2	40,50	42,91	45,62
Média (GPa)	40,66	43,35	45,36
DP (GPa)	0,23	0,62	0,37
CV (%)	0,56	1,42	0,81
	CAAR-0,5	CAAR-0,5	CAAR-0,5
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	39,80	44,44	46,42
CP2	40,40	44,58	46,25
Média (GPa)	40,10	44,51	46,34
DP (GPa)	0,42	0,10	0,12
CV (%)	1,06	0,22	0,26
	CAAR-0,8	CAAR-0,8	CAAR-0,8
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	40,71	43,61	45,15
CP2	38,83	44,49	45,03
Média (GPa)	39,77	43,55	45,09
DP (GPa)	1,33	0,08	0,08
CV (%)	3,34	0,19	0,19

Fonte: Autora (2023).

Na Tabela 6.16 estão indicados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade acústico apresentados pelo CAABCC1 (0; 0,5 e 0,8) para as idades de 7, 14 e 28 dias.

Tabela 6.16 - Módulo de elasticidade dinâmico CAABCC1 (0; 0,5 e 0,8).

	CAABCC1-0	CAABCC1-0	CAABCC1-0
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	41,83	45,20	47,59
CP2	42,27	45,35	47,49
Média (MPa)	42,05	45,28	47,54
DP (MPa)	0,31	0,11	0,07
CV (%)	0,74	0,23	0,15
	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,5
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	43,17	47,06	51,40
CP2	43,60	48,14	49,08
Média (MPa)	43,39	47,60	50,24
DP (MPa)	0,30	0,76	1,64
CV (%)	0,70	1,60	3,27
	CAABCC1-0,8	CAABCC1-0,8	CAABCC1-0,8
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	46,06	50,38	51,91
CP2	46,76	48,84	51,72
Média (MPa)	46,41	49,61	51,82
DP (MPa)	0,49	1,09	0,13
CV (%)	1,07	2,20	0,26

Fonte: Autora (2023).

Na Tabela 6.17 estão indicados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade acústico apresentados pelo CAABCC2 (0; 0,5 e 0,8) para as idades de 7, 14 e 28 dias.

Tabela 6.17 – Módulo de elasticidade dinâmico CAABCC2 (0; 0,5 e 0,8).

	CAABCC2-0	CAABCC2-0	CAABCC2-0
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	42,25	47,57	47,60
CP2	43,65	47,24	48,58
Média (MPa)	42,95	47,41	48,09
DP (MPa)	0,99	0,23	0,69
CV (%)	2,30	0,49	1,44
	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,5
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	43,28	47,56	48,67
CP2	44,79	46,55	49,19
Média (MPa)	44,04	47,06	48,93
DP (MPa)	1,07	0,71	0,37
CV (%)	2,42	1,52	0,75
	CAABCC2-0,8	CAABCC2-0,8	CAABCC2-0,8
	7 dias	14 dias	28 dias
CP1	45,07	47,83	50,90
CP2	45,45	47,96	50,37
Média (MPa)	45,26	47,90	50,64
DP (MPa)	0,27	0,09	0,37
CV (%)	0,59	0,19	0,74

Fonte: Autora (2023).

6.4.5 Módulo de elasticidade estático

Foi realizado ensaio para verificação do módulo de elasticidade estático em apenas um corpo de prova para cada concreto dosado. Os valores obtidos nesses ensaios estão indicados na Tabela 6.18.

Tabela 6.18 – Valores obtidos nos ensaios de módulo de elasticidade estático.

	CAA-0	CAAR-0,5	CAAR-0,8
	28 dias	28 dias	28 dias
CP1	47,46	48,73	47,95
	CAABCC1-0	CAABCC1-0,5	CAABCC1-0,8
	28 dias	28 dias	28 dias
CP1	49,37	48,62	49,13
	CAABCC2-0	CAABCC2-0,5	CAABCC2-0,8
	28 dias	28 dias	28 dias
CP1	50,29	49,05	51,24

Fonte: Autora (2023).

6.5 Caracterização das barras de aço

Os resultados em relação à caracterização das barras de aço estão indicados na Tabela 6.19. Os resultados obtidos atendem aos requisitos estabelecidos pela NBR 74:802007 (ABNT, 2007).

Tabela 6.19 – Resultados dos ensaios de tração em barras nervuradas (CA-50)

Diâmetro (mm)	Massa Linear (kg/m)	Tensão de Ruptura (MPa)	Tensão de Escoamento (MPa)	Alongamento (%)	TR/TE
10,00	0,611	770	647	14,00	1,19
16,00	1,575	745	596	13,85	1,25

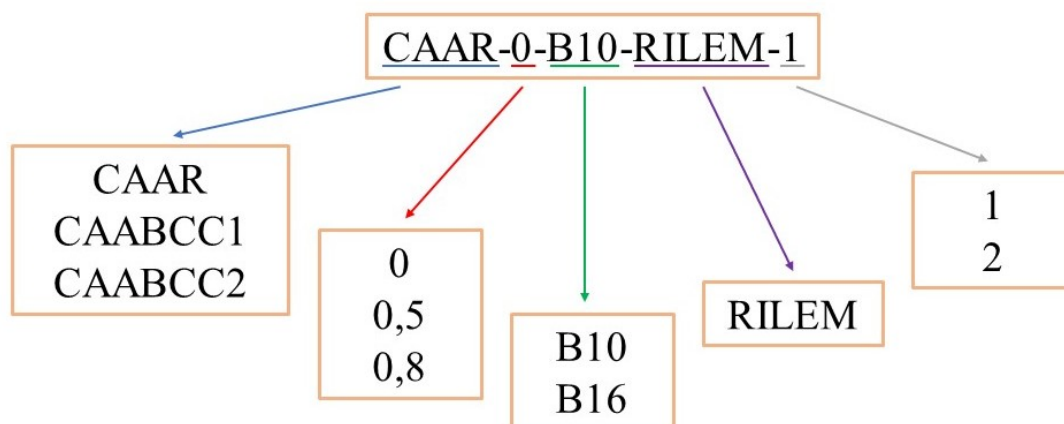
Fonte: Autora (2023).

6.6 Ensaios de arrancamento

Os ensaios de aderência ocorreram aos 28 dias de idade dos corpos de prova. Na data de ensaios de aderência correspondente a série do CAABCC2-0,8 o equipamento apresentou defeito, o que inviabilizou a execução desse tipo de ensaio para esse concreto, portanto, não foi possível aferir a resistência de aderência do CAABCC2-0,8.

Os modelos para os ensaios de arrancamento foram classificados de acordo com a dosagem de concreto, quantidade de fibras na mistura e diâmetro da barra de aço. Todos os concretos foram produzidos com os mesmos materiais, se tratando da nomenclatura dos modelos é possível verificar na Figura 6.13 a correspondência das variações utilizadas.

Figura 6.13 – Nomenclatura utilizada nos corpos de prova.



Fonte: Autora (2023).

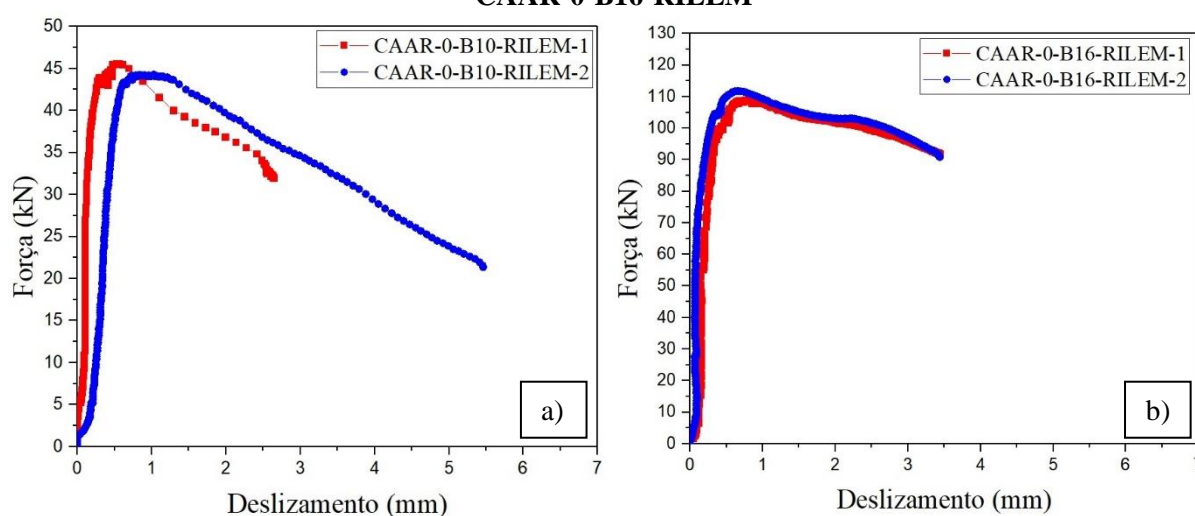
Percebeu-se que a nomenclatura de cada modelo possui cinco partes, iniciando-se pela dosagem que compõe, sendo CAAR (Concreto Autoadensável de Referência) ou CAABCC (Concreto Autoadensável com Baixo Consumo de Cimento), este podendo variar entre 1 e 2 ,

seguida do teor de fibra de aço que varia entre 0%, 0,5% e 0,8%, a terceira parte corresponde ao diâmetro da barra de aço que variou entre 10 mm e 16 mm, a quarta parte corresponde ao tipo de ensaio de arrancamento aplicado, e por fim, o número que corresponde à repetição do modelo.

6.6.1 CAAR-0

Na Figura 6.14 observa-se o comportamento dos modelos durante o ensaio de arrancamento do concreto de referência sem adição de fibras de aço (CAAR-0).

Figura 6.14 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAAR-0-B10-RILEM e b) CAAR-0-B16-RILEM



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.14 notou-se que os corpos de prova tiveram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Observou-se nas curvas força *versus* deslocamento um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslocamento seguido de um trecho descendente com redução na força e aumento do deslocamento. Todos os modelos apresentaram ruptura por deslizamento da barra de aço em que ocorre esmagamento do concreto em relação às nervuras que as barras de aço contêm, não ocorrendo fendilhamento em nenhum modelo.

Na Tabela 6.20 são mostrados os valores de força última e deslocamento último dos modelos do CAAR-0, e na Tabela 6.21 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.20 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAAR-0

Modelo	CAAR-0-B10		CAAR-0-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	45,57	0,69	109,10	0,79
2	44,29	1,03	111,78	0,75
Média (kN)	44,93	0,78	110,44	0,77
DP (kN)	0,91	0,35	1,90	0,03
CV (%)	2,01	45,33	1,72	3,67

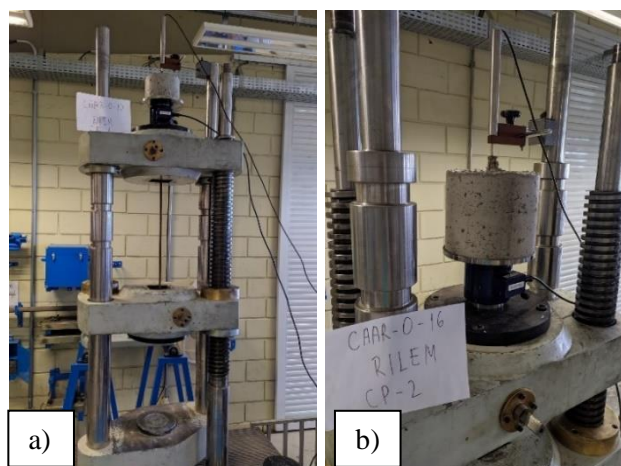
Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.21 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR-0

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAAR-0-B10-1	2,31	5,96	29,01	12,43	29,01	Arrancamento
CAAR-0-B10-2	0,83	1,60	28,09	10,17	28,19	Arrancamento
Média (MPa)	1,57	3,78	28,09	11,30	28,60	
DP (MPa)	1,05	3,08	0,65	1,60	0,58	
CV (%)	66,66	81,56	2,28	14,14	2,03	
CAAR-0-B16-1	0,41	2,45	27,13	10,00	27,13	Arrancamento
CAAR-0-B16-2	0,36	3,48	27,80	10,55	27,80	Arrancamento
Média (MPa)	0,39	2,97	27,47	10,28	27,47	
DP (MPa)	0,04	0,73	0,47	0,39	0,47	
CV (%)	9,18	24,56	1,72	3,78	1,72	

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.15 são mostrados os modelos de arrancamento do CAAR-0 sendo submetidos ao ensaio.

Figura 6.15 – Corpos de prova durante ensaios de arrancamento do CAAR-0.

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.16 pode-se observar os corpos de prova do ensaio de arrancamento da série CAAR-0 após ensaio.

Figura 6.16 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento CAAR-0

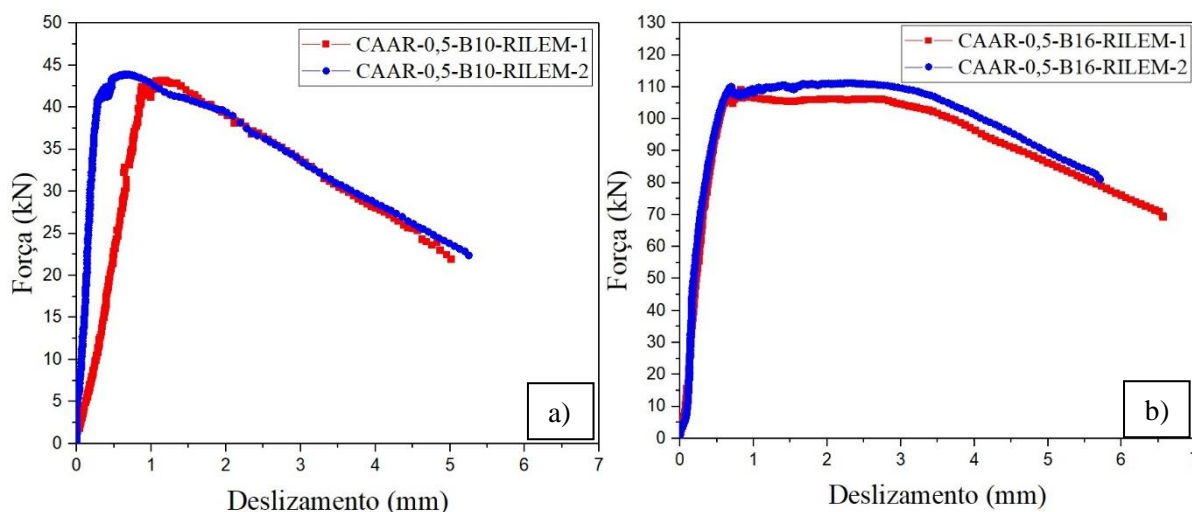


Fonte: Autora (2023).

6.6.2 CAAR-0,5

Na Figura 6.17 mostra-se o comportamento dos modelos durante o ensaio de arrancamento do concreto de referência com 0,5% de adição de fibras de aço (CAAR-0,5).

Figura 6.17 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAAR-0,5-B10-RILEM e b) CAAR-0,5-B16-RILEM



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.17 observa-se que os corpos de prova apresentaram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Os modelos da Figura 7.6a, compostos por barras de aço de 10 mm apresentam em suas curvas força *versus* deslocamento, um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslocamento seguido de um trecho descendente com redução na força e aumento do deslocamento. Porém, observa-se outro comportamento dos modelos na Figura 6.7b, esses produzidos com barras de aço de 16 mm, em que antes de apresentarem queda na força e aumento de deslocamento mantiveram um patamar em que a ligação entre barra de aço e concreto possui resistência suficiente para promover o escoamento da barra de aço. Na Tabela 6.22 são mostrados os valores de força

última e deslizamento último dos modelos do CAAR-0,5, e na Tabela 6.23 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.22 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAAR-0,5

Modelo	CAAR-0,5-B10		CAAR-0,5-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	43,22	1,12	109,19	0,84
2	43,91	0,69	111,20	1,32
Média (kN)	43,57	0,91	110,20	1,08
DP (kN)	0,49	0,30	1,42	0,34
CV (%)	1,12	33,60	1,29	31,43

Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.23 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR-0,5

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAAR-5-B10-1	1,43	3,29	27,18	10,63	27,51	Arrancamento
CAAR-5-B10-2	2,86	8,09	27,95	12,97	27,95	Arrancamento
Média (MPa)	2,15	5,69	27,57	11,80	27,73	
DP (MPa)	1,01	3,39	0,54	1,65	0,31	
CV (%)	47,14	59,65	1,98	14,02	1,12	
CAAR-5-B16-1	0,52	3,96	27,15	10,54	27,15	Arrancamento
CAAR-5-B16-2	0,60	2,36	26,86	9,94	27,65	Arrancamento
Média (MPa)	0,56	3,16	27,01	10,24	27,40	
DP (MPa)	0,06	1,13	0,21	0,42	0,35	
CV (%)	10,10	35,80	0,76	4,14	1,29	

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.18 pode ser observado os corpos de prova após ensaio de arrancamento da série CAAR-0,5.

Figura 6.18 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAAR-0,5



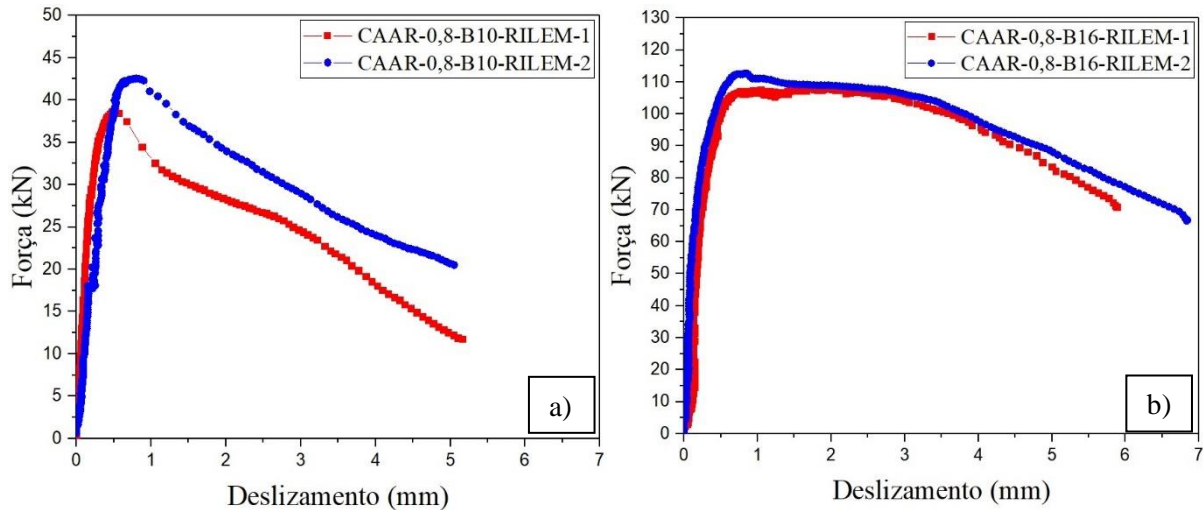
Fonte: Autora (2023).

Todos os corpos de prova, para ambos os tipos de ensaio de arrancamento e ambos os diâmetros de barra de aço, tiveram ruptura por arrancamento da barra de aço.

6.6.3 CAAR-0,8

O comportamento dos modelos durante o ensaio de arrancamento do concreto de referência com 0,8% de adição de fibras de aço (CAAR-0,8) pode ser observado na Figura 6.19.

Figura 6.19 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAAR-0,8-B10 e b) CAAR-0,8-B16



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.19 observa-se que os corpos de prova apresentaram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Observa-se nas curvas força *versus* deslocamento um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslocamento seguido de um trecho descendente com redução na força e aumento do deslocamento, esse comportamento é apresentado pelos corpos de prova produzidos com barra de aço de 10 mm (Figura 6.19a), exceto pelos corpos de prova CAAR-0,8-B16-1 e 2 (Figura 6.19d) que antes de apresentar queda na força e aumento de deslocamento mantiveram um patamar em que a ligação entre barra de aço e concreto possui resistência suficiente para promover o escoamento da barra de aço. Na Tabela 6.24 são mostrados os valores de força última e deslocamento último dos modelos do CAAR-0,8, e na Tabela 6.25 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.24 – Força última e deslocamento último dos modelos do CAAR-0,8

Modelo	CAAR-0,8-B10		CAAR-0,8-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	38,66	0,52	108,13	1,70
2	42,55	0,80	112,73	0,85
Média (kN)	40,61	0,66	110,43	1,28
DP (kN)	2,75	0,20	3,25	0,60
CV (%)	6,77	30,00	2,95	47,14

Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.25 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR-0,8

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAAR-8-B10-1	1,27	9,32	24,61	11,73	24,61	Arrancamento
CAAR-8-B10-2	0,99	6,97	27,09	11,68	27,09	Arrancamento
Média (MPa)	1,13	8,15	25,85	11,71	25,85	
DP (MPa)	0,20	1,66	1,75	0,04	1,75	
CV (%)	17,52	20,40	6,78	0,30	6,78	
CAAR-8-B16-1	0,57	3,06	26,58	10,07	26,89	Arrancamento
CAAR-8-B16-2	1,02	8,86	28,03	12,64	28,03	Arrancamento
Média (MPa)	0,80	5,96	27,31	11,36	27,46	
DP (MPa)	0,32	4,10	1,03	1,82	0,81	
CV (%)	40,02	68,81	3,76	16,00	2,94	

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.20 estão indicados os corpos de prova produzidos com o CAAR-0,8 e submetidos aos ensaios de arrancamento.

Figura 6.20 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAAR-0,8

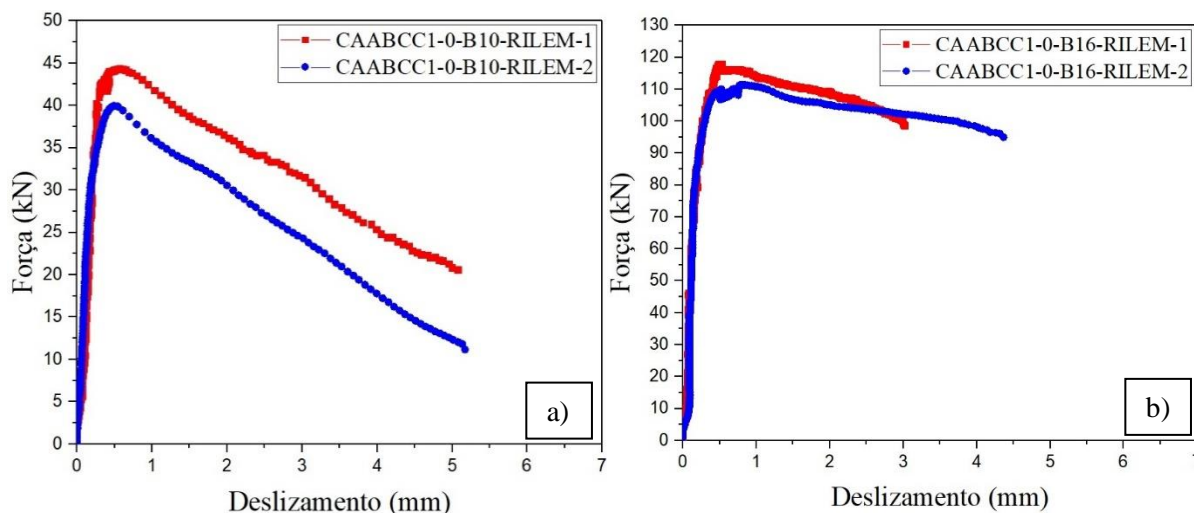
Fonte: Autora (2023).

Todos os corpos de prova para ambos os tipos de ensaio e ambos os diâmetros de barra de aço tiveram ruptura por arrancamento da barra de aço.

6.6.4 CAABCC1-0

A Figura 6.21 o comportamento dos corpos de prova da série produzidas com CAABCC1-0 durante ensaios de arrancamento.

Figura 6.21 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0-B10 e b) CAABCC1-0-B16



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.21 observa-se que os corpos de prova apresentaram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Observa-se nas curvas força *versus* deslizamento um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslizamento seguido de um trecho descendente com redução na força e aumento do deslizamento, esse comportamento é apresentado por todos os modelos ensaiados. Na Tabela 6.26 são mostrados os valores de força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC1-0, e na Tabela 6.27 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.26 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC1-0

Modelo	CAABCC1-0-B10		CAABCC1-0-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	44,35	0,57	118,00	0,51
2	39,96	0,49	111,40	0,78
Média (kN)	42,16	0,53	114,70	0,65
DP (kN)	3,10	0,06	4,67	0,19
CV (%)	7,36	10,67	4,07	29,60

Fonte: Autora (2023).

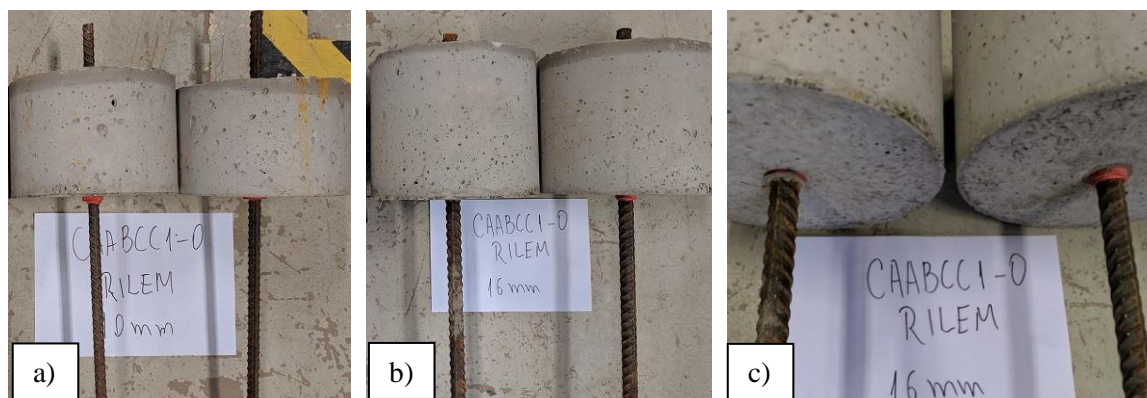
Tabela 6.27 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1-0

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC1-0-B10-1	2,04	9,84	28,23	13,37	28,23	Arrancamento
CAABCC1-0-B10-2	2,32	10,19	25,44	12,65	25,44	Arrancamento
Média (MPa)	2,18	10,02	26,84	13,01	26,84	
DP (MPa)	0,20	0,25	1,97	0,51	1,97	
CV (%)	9,08	2,47	7,35	3,91	7,35	
CAABCC1-0-B16-1	1,13	11,44	29,35	13,97	29,35	Arrancamento
CAABCC1-0-B16-2	0,92	9,94	27,70	12,85	27,70	Arrancamento
Média (MPa)	1,03	10,69	28,53	13,41	28,53	
DP (MPa)	0,15	1,06	1,17	0,79	1,17	
CV (%)	14,49	9,92	4,09	5,91	4,09	

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.22 pode-se observar os corpos de prova após ensaios de arrancamento, nota-se em detalhe dos corpos de prova indicando ausência de fendilhamento do corpo de prova.

Figura 6.22 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0-B10, b) CAABCC1-0-B16 e c) CAABCC1-0-B16



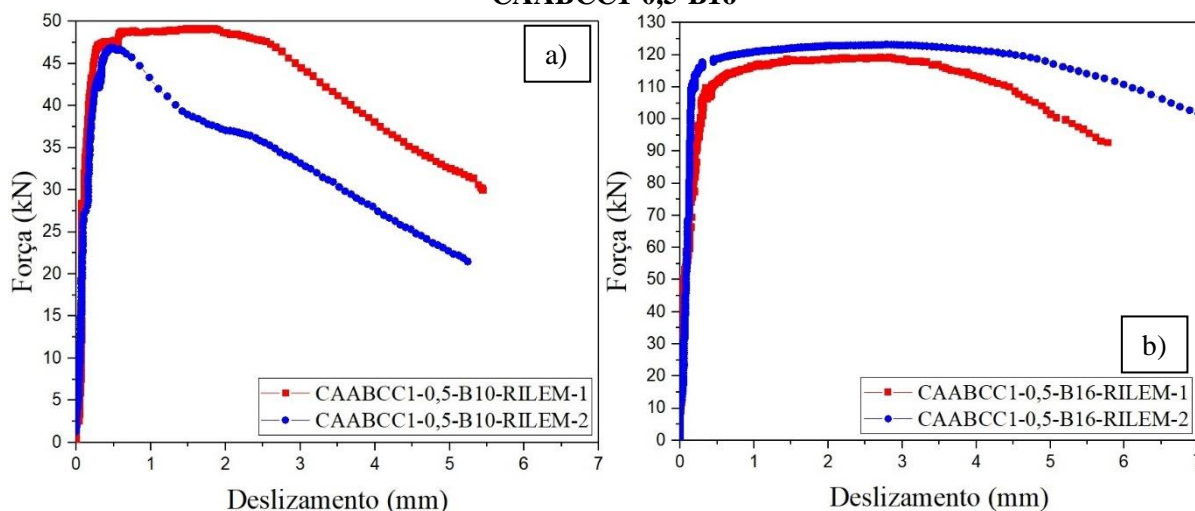
Fonte: Autora (2023).

O modo de ruptura apresentado por todos os corpos de prova dessa série foi do tipo arrancamento de barra de aço.

6.6.5 CAABCC1-0,5

A Figura 6.23 contempla o comportamento dos corpos de prova da série produzidas com CAABCC1-0,5 durante ensaios de arrancamento.

Figura 6.23 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0,5-B10 e b) CAABCC1-0,5-B16



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.23 observa-se que os corpos de prova apresentaram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Observou-se nas curvas força *versus* deslocamento um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslocamento seguido de um trecho de patamar em que a ligação entre barra de aço e concreto possui resistência suficiente para promover o escoamento da barra de aço, e então, um trecho descendente com redução na força e aumento do deslocamento, esse comportamento é apresentado pela maioria dos modelos ensaiados, exceto o modelo CAABCC1-0,5-B10-RILEM-2 em que não apresenta esse patamar. Na Tabela 6.28 são mostrados os valores de força última e deslocamento último dos modelos do CAABCC1-0,5, e na Tabela 6.29 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.28 – Força última e deslocamento último dos modelos do CAABCC1-0,5

Modelo	CAABCC1-0,5-B10		CAABCC1-0,5-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	49,21	1,58	119,36	2,70
2	46,89	0,50	123,21	3,70
Média (kN)	48,05	1,04	121,29	3,20
DP (kN)	1,64	0,76	2,72	0,71
CV (%)	3,41	73,43	2,24	22,10

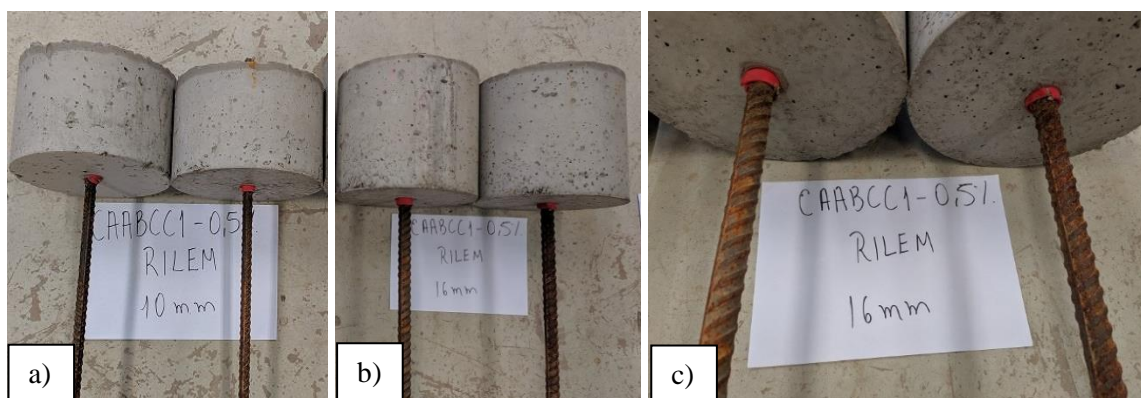
Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.29 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,5

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC1-5-B10-1	2,02	17,83	30,56	16,80	31,33	Arrancamento
CAABCC1-5-B10-2	1,91	16,75	29,85	16,17	29,85	Arrancamento
Média (MPa)	1,97	17,29	30,21	16,49	30,59	
DP (MPa)	0,08	0,76	0,50	0,45	1,05	
CV (%)	3,96	4,42	1,66	2,70	3,42	
CAABCC1-5-B16-1	2,34	13,93	28,85	15,04	29,68	Arrancamento
CAABCC1-5-B16-2	2,49	14,67	29,84	15,67	30,64	Arrancamento
Média (MPa)	2,42	14,30	29,35	15,36	30,16	
DP (MPa)	0,11	0,52	0,70	0,45	0,68	
CV (%)	4,39	3,66	2,39	2,90	2,25	

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.24 pode-se observar os corpos de prova após ensaios de arrancamento, nota-se em detalhe dos corpos de prova indicando ausência de fendilhamento do corpo de prova.

Figura 6.24 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,5

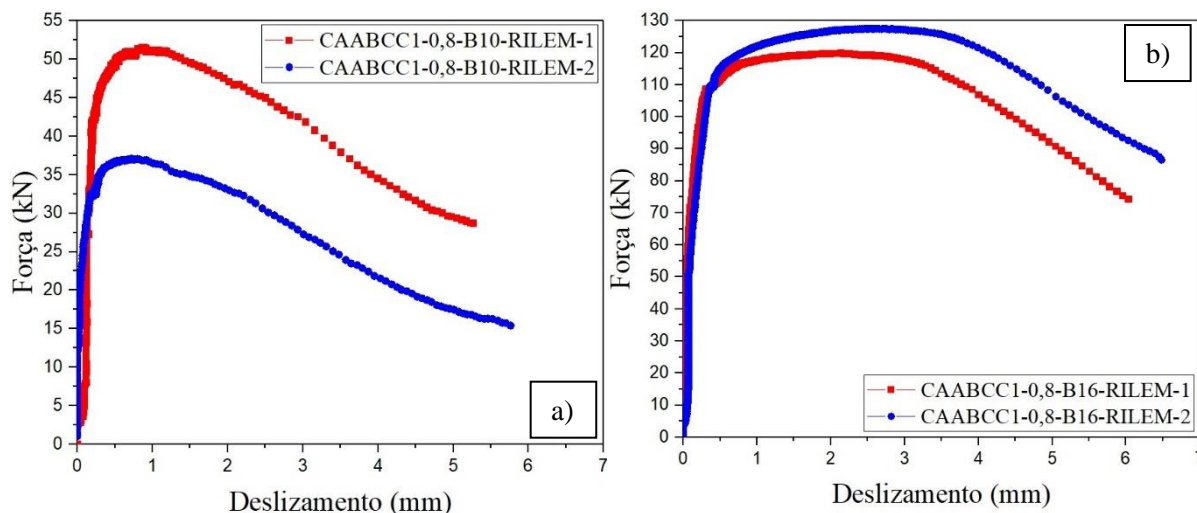
Fonte: Autora (2023).

Todos os corpos de prova apresentaram modo de ruptura do tipo arrancamento de barra de aço.

6.6.6 CAABCC1-0,8

Na Figura 6.25 indica-se os comportamentos dos ensaios de arrancamento nos corpos de prova produzidos com o CAABCC1-0,8.

Figura 6.25 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC1-0,8-B10 e b) CAABCC1-0,8-B16



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.25b observa-se que os corpos de prova apresentaram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Observa-se nas curvas força *versus* deslocamento um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslocamento seguido de um trecho descendente com redução na força e aumento do deslocamento, esse comportamento é apresentado pelos corpos de prova produzidos com barras de aço de 10 mm. Os corpos de prova CAABCC1-0,8-B16-RILEM-1 e 2, antes de apresentar queda na força e aumento de deslocamento mantiveram um patamar. Na Tabela 6.30 são mostrados os valores de força última e deslocamento último dos modelos do CAABCC1-0,8, e na Tabela 6.31 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.30 – Força última e deslocamento último dos modelos do CAABCC1-0,8

Modelo	CAABCC1-0,8-B10		CAABCC1-0,8-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	51,56	0,88	120,01	2,30
2	37,08	0,80	127,51	2,71
Média (kN)	44,32	0,84	123,76	2,51
DP (kN)	10,24	0,06	5,30	0,29
CV (%)	23,10	6,73	4,29	11,57

Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.31 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,8

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC1-8-B10-1	1,87	8,84	32,83	14,51	32,83	Arrancamento
CAABCC1-8-B10-2	7,63	17,02	23,61	16,09	23,61	Arrancamento
Média (MPa)	4,75	12,93	28,22	15,30	28,22	
DP (MPa)	4,07	5,78	6,52	1,12	6,52	
CV (%)	85,75	44,73	23,10	7,30	23,10	
CAABCC1-8-B16-1	3,20	17,90	29,1	16,73	29,85	Arrancamento
CAABCC1-8-B16-2	1,22	15,22	30,09	15,51	31,71	Arrancamento
Média (MPa)	2,21	16,56	29,60	16,12	30,78	
DP (MPa)	1,40	1,90	0,70	0,86	1,32	
CV (%)	63,35	11,44	2,37	5,35	4,27	

Fonte: Autora (2023).

A Figura 6.26 mostra os comportamentos dos ensaios de arrancamento nos corpos de prova produzidos com o CAABCC1-0,8. Em detalhe (Figura 6.26b e 6.26d) observou-se ausência de fendilhamento do concreto.

Figura 6.26 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC1-0,8

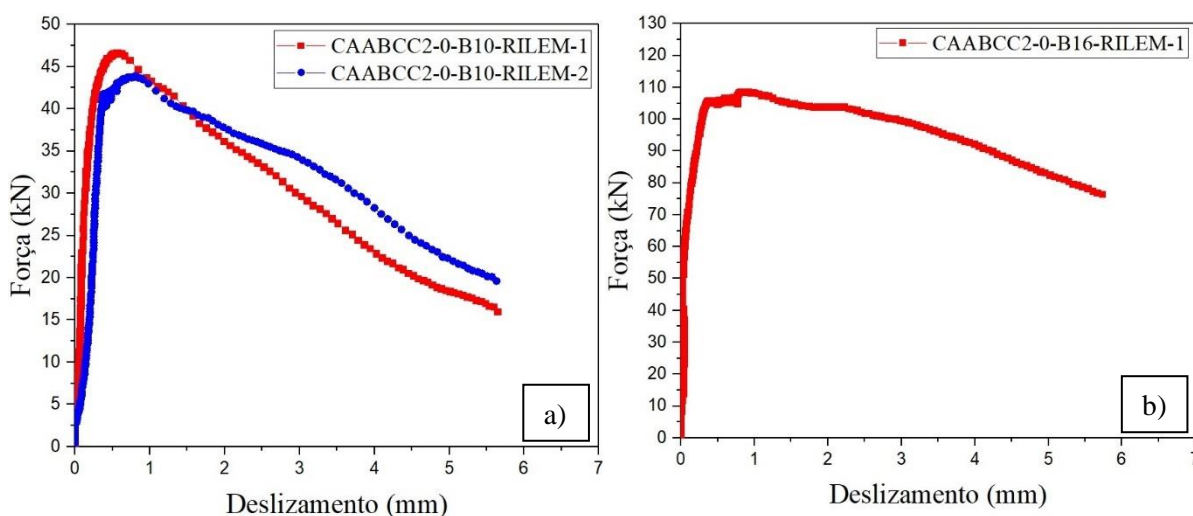
Fonte: Autora (2023).

O modo de ruptura apresentado pelos corpos de prova ensaiados com o CAABCC1-0,8 foi arrancamento de barra de aço.

6.6.7 CAABCC2-0

Na Figura 6.27 observou-se o comportamento dos corpos de prova da série produzidas com CAABCC2-0 durante ensaios de arrancamento. Foi necessário descartar os resultados do ensaio do segundo modelo do CAABCC2-0-B16-RILEM por problemas na aquisição dos dados.

Figura 6.27 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC2-0-B10 e b) CAABCC2-0-B16



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.27 observa-se que os corpos de prova apresentaram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Observa-se nas curvas força *versus* deslocamento um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslocamento seguido de um trecho descendente com redução na força e aumento do deslocamento, esse comportamento é apresentado por todos os modelos ensaiados. Na Tabela 6.32 são mostrados os valores de força última e deslocamento último dos modelos do CAABCC2-0, e na Tabela 6.33 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.32 – Força última e deslocamento último dos modelos do CAABCC2-0

Modelo	CAABCC2-0-B10		CAABCC2-0-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	46,67	0,57	108,70	0,85
2	43,89	0,82	DESCARTADO	
Média (kN)	45,28	0,70	108,70	0,85
DP (kN)	1,97	0,18	-	-
CV (%)	4,34	25,44	-	-

Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.33 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC2-0

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC2-0-B10-1	2,27	13,67	29,71	15,22	29,71	Arrancamento
CAABCC2-0-B10-2	1,84	5,82	27,94	11,87	27,94	Arrancamento
Média (MPa)	2,06	9,75	28,83	13,55	28,83	
DP (MPa)	0,30	5,55	1,25	2,37	1,25	
CV (%)	14,80	56,96	4,34	17,49	4,34	
CAABCC2-0-B16-1	2,09	17,66	27,03	15,53	27,03	Arrancamento
CAABCC2-0-B16-2	DESCARTADO					

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.28 observa-se os corpos de prova produzidos com CAABCC2-0 após submetidos aos ensaios de arrancamento. Figura 6.28c indica ausência de fendilhamento do corpo de prova de concreto.

Figura 6.28 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC2-0

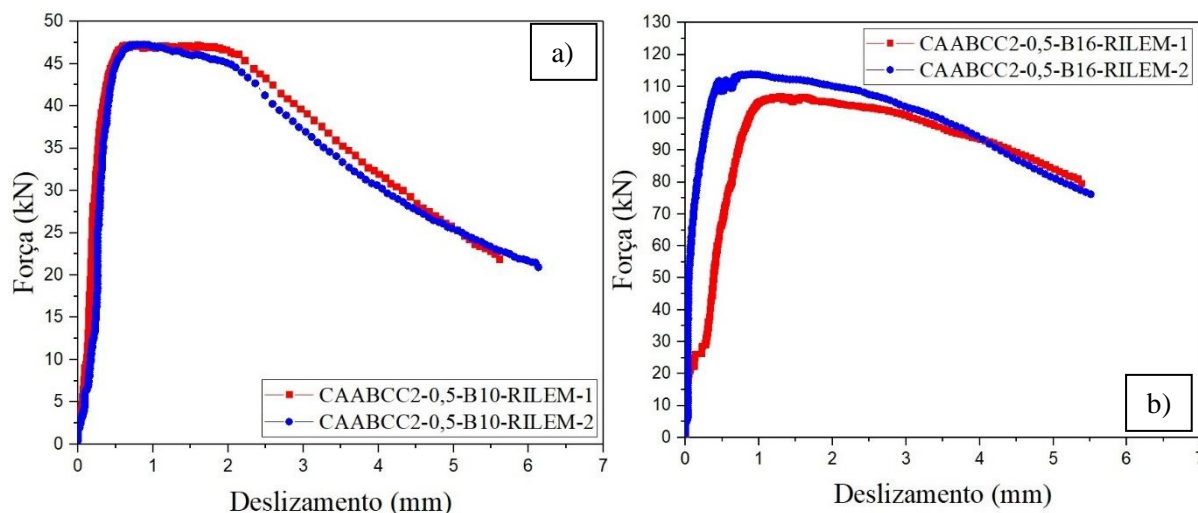
Fonte: Autora (2023).

Nota-se que os corpos de prova dessa série obtiveram modo de ruptura nos ensaios de arrancamento da barra de aço.

6.6.8 CAABCC2-0,5

Na Figura 6.29 indica-se o comportamento dos ensaios de arrancamento para o CAABCC2-0,5.

Figura 6.29 – Comportamento dos ensaios de arrancamento a) CAABCC2-0,5-B10 e b) CAABCC2-0,5-B16



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.29 observa-se que os corpos de prova apresentaram comportamento semelhante entre os espécimes de mesma bitola e tipo de ensaio. Observa-se nas curvas força *versus* deslizamento um trecho ascendente de ganho de força com baixo deslizamento seguido de um trecho descendente com redução na força e aumento do deslizamento, esse comportamento é apresentado por todos os modelos ensaiados. Na Tabela 6.34 são mostrados os valores de força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC2-0,5, e na Tabela 6.35 são mostrados os resultados de $\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_m e τ_u , além do modo de ruptura dos modelos.

Tabela 6.34 – Força última e deslizamento último dos modelos do CAABCC2-0,5

Modelo	CAABCC2-0,5-B10		CAABCC2-0,5-B16	
	P_u (kN)	δ_u (mm)	P_u (kN)	δ_u (mm)
1	47,28	0,72	107,00	1,42
2	47,27	0,88	113,84	0,90
Média (kN)	47,28	0,80	110,42	1,16
DP (kN)	0,01	0,11	4,84	0,37
CV (%)	0,01	14,14	4,38	31,70

Fonte: Autora (2023).

Tabela 6.35 – Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC2-0,5

	$\tau_{0,01}$ (MPa)	$\tau_{0,1}$ (MPa)	$\tau_{1,0}$ (MPa)	τ_m (MPa)	τ_u (MPa)	Modo de ruptura
CAABCC2-5-B10-1	2,01	5,83	30,1	12,65	30,1	Arrancamento
CAABCC2-5-B10-2	1,15	3,82	30,09	11,69	30,09	Arrancamento
Média (MPa)	1,58	4,83	30,10	12,17	30,10	
DP (MPa)	0,61	1,42	0,01	0,68	0,01	
CV (%)	38,49	29,46	0,02	5,58	0,02	
CAABCC2-5-B16-1	3,93	5,59	26,11	11,88	26,61	Arrancamento
CAABCC2-5-B16-2	1,14	16,41	28,31	15,29	28,31	Arrancamento
Média (MPa)	2,54	11,00	27,21	13,59	27,46	
DP (MPa)	1,97	7,65	1,56	2,41	1,20	
CV (%)	77,82	69,55	5,72	17,75	4,38	

Fonte: Autora (2023).

Na Figura 6.30 pode-se observar os corpos de provas produzidos para essa série de ensaios de arrancamento do CAABCC2-0,5.

Figura 6.30 – Corpos de prova após ensaios de arrancamento do CAABCC2-0,5

Fonte: Autora (2023).

Os corpos de prova submetido aos ensaios de arrancamento dessa série apresentaram modo de ruptura por arrancamento de barra de aço.

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Esse capítulo contém as análises e discussões dos resultados obtidos na fase experimental dessa pesquisa. Além disso, são apresentadas comparações dos resultados experimentais com valores obtidos por formulações indicadas por normas e, também, relacionadas pela literatura técnica sobre as características mecânicas básicas e de resistência de aderência.

7.1 Considerações iniciais

Para realizar a análise dos resultados, alguns critérios foram levados em consideração. Esses critérios se relacionam com a previsão de módulo de elasticidade e de resistência à tração apontadas em alguns códigos normativos e, além disso, critérios relacionados à análise de resistência de aderência.

7.1.1 Critérios referente à previsão do módulo de elasticidade e resistência à tração do concreto

Na Tabela 7.1 estão as formulações normativas utilizadas para comparação com valores obtidos experimentalmente.

Tabela 7.1 – Formulações para previsão do Módulo de elasticidade e resistência à tração

Norma	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (MPa)
ACI 318 (2019)	$E_c = 5700 \cdot \alpha_E \cdot \sqrt{f_c}$	$f_{ct,m} = 0,56\sqrt{f_c}$
NBR 6118 (2014)	$E_c = \alpha_E 5600\sqrt{f_c}$ C20 até C50 $E_c = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_c}{10} + 1,25\right)^{1/3}$ C55 até C90	$f_{ct,m} = 0,3(f_c)^{2/3} \leq C50$ $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_c)$ De C55 até C90 $f_{ct,m} = f_{ct,f} \cdot 0,7$
EHE (2011)	$E_c = 8500 \cdot \alpha_E \cdot \sqrt[3]{f_c}$	$f_{ct,m} = 0,3(f_c)^{2/3} \leq C50$ $f_{ct,m} = 0,58(f_c)^{1/2} > C50$ $f_{ct,m} = f_{t,f} \cdot 0,7$
CEB- FIB(2010)	$E_c = 21500 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_c}{10}\right)^{1/3}$	$f_{ct,m} = 0,3(f_c)^{2/3} \leq C50$ $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_c)$ De C55 até C90 $f_{ct,m} = f_{t,f} \cdot 0,7$
EUROCODE (2004)	$E_c = 22 \left[\left(\frac{f_c}{10}\right)^{0,3} \right]$	$f_{ct,m} = 0,3(f_c)^{2/3} \leq C50$ $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11f_c)$ De C55 até C90 $f_{ct,m} = f_{ct,f} \cdot 0,7$

E_c é o módulo de elasticidade do concreto; α_E fator relacionado ao agregado graúdo e vale 1,2 para basalto; $f_{ct,m}$ é a resistência média à tração direta do concreto; f_c resistência à compressão do concreto; $f_{ct,f}$ resistência à tração na flexão.

Fonte: Autora (2023).

7.1.2 Critérios referente à previsão resistência de aderência

Para calcular a resistência de aderência nos ensaios de arrancamento foi utilizado o procedimento indicado pela RILEM-CEB-FIP (1973):

$$\tau = \frac{P}{\pi \cdot \phi \cdot l_d} \quad (7.1)$$

Sendo P : força aplicada; ϕ diâmetro da barra de aço; e l_d comprimento aderente.

Assim como em pesquisas como Soretz (1972), RILEM-FIP-CEB (1983), Barbosa (2001), Moreno Jr. e Rossi (2002) e Almeida Filho (2006), Storch (2018) e Barboza (2018), a tensão média de aderência (τ_m) será calculada de acordo com a Equação 7.2:

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (7.2)$$

Sendo: $\tau_{0,01}$ a tensão de aderência para o deslizamento de 0,01 mm; $\tau_{0,1}$ a tensão de aderência para o deslizamento de 0,1 mm; e $\tau_{1,0}$ a tensão de aderência para o deslizamento de 1 mm.

Foi utilizado também parâmetros estatísticos incluindo a média, o desvio padrão (DP), o coeficiente de variação (CV) e o *Bias Factor* (λ).

O *Bias Factor* (λ) seria a relação entre um valor médio experimental (M) e o valor calculado por um modelo (V.P.):

$$\lambda = \frac{M}{V.P.} \quad (7.3)$$

7.2 Modelos matemáticos para previsão de tensão de aderência

Em relação aos resultados obtidos em Storch (2018), com o objetivo de produzir modelo matemático para previsão de tensão de aderência, um modelo de regressão de múltiplas variáveis (Equação 7.4) foi utilizado para relacionar a resistência ao deslizamento (τ) com o diâmetro das barras (ϕ) [10; 16 mm], com a resistência característica à compressão do concreto (f_c), com o comprimento de ancoragem (AL) [50; 80 mm], com o cobrimento do concreto (CC) [70; 92 mm] e também com os deslizamentos (δ) [0,01; 0,1; 1 mm] medidos no desenvolvimento dos ensaios de arrancamento.

$$\begin{aligned} \tau_\delta = & \beta_0 + \beta_1 \cdot PC + \beta_2 \cdot \phi + \beta_3 \cdot f_c + \beta_4 \cdot AL + \beta_5 \cdot CC + \beta_6 \cdot \delta + \beta_7 \cdot PC^2 + \beta_8 \cdot \phi^2 + \beta_9 \cdot f_c^2 + \\ & \beta_{10} \cdot AL^2 + \beta_{11} \cdot CC^2 + \beta_{12} \cdot \delta^2 + \beta_{13} \cdot PC \cdot \phi + \beta_{14} \cdot PC \cdot f_c + \beta_{15} \cdot PC \cdot AL + \beta_{16} \cdot PC \cdot CC + \\ & \beta_{17} \cdot PC \cdot \delta + \beta_{18} \cdot \phi \cdot f_c + \beta_{19} \cdot \phi \cdot AL + \beta_{20} \cdot \phi \cdot CC + \beta_{21} \cdot \phi \cdot f_c + \beta_{22} \cdot f_c \cdot AL + \beta_{23} \cdot f_c \cdot CC + \\ & \beta_{24} \cdot f_c \cdot \delta + \beta_{25} \cdot AL \cdot CC + \beta_{26} \cdot AL \cdot \delta + \beta_{27} \cdot CC \cdot \delta + \varepsilon \end{aligned} \quad (7.4)$$

Sendo: β_i coeficientes ajustados pelo método dos mínimos quadrados; PC teor de pasta de cimento (%); ϕ diâmetro da barra de aço (mm); f_c resistência à compressão do concreto no dia

do ensaio; AL comprimento de ancoragem; CC cobrimento de concreto (mm); δ deslizamento (mm); e ε erro aleatório.

Modelos de regressão (Equação 7.5) foram também utilizados na estimativa das resistências associadas aos deslizamentos 0,01 ($\tau_{0,01}$), 0,1 ($\tau_{0,1}$) e 1,0 ($\tau_{1,0}$), na resistência última ao escorregamento (τ_u), na resistência média ao escorregamento (τ_m) e no modo de falha [FM – arrancamento (0) ou fendilhamento (1)] em função das variáveis ϕ , f_c , AL e CC.

$$\begin{aligned} \tau_i = & \beta_0 + \beta_1 \cdot PC + \beta_2 \cdot \phi + \beta_3 \cdot f_c + \beta_4 \cdot AL + \beta_5 \cdot CC + \beta_6 \cdot PC^2 + \beta_7 \cdot \phi^2 + \beta_8 \cdot f_c^2 + \beta_9 \cdot AL^2 \\ & + \beta_{10} \cdot CC^2 + \beta_{11} \cdot PC \cdot \phi + \beta_{12} \cdot PC \cdot f_c + \beta_{13} \cdot PC \cdot AL + \beta_{14} \cdot PC \cdot CC + \beta_{15} \cdot \phi \cdot f_c + \beta_{16} \cdot \phi \cdot AL \\ & + \beta_{17} \cdot \phi \cdot CC + \beta_{18} \cdot \phi \cdot f_c + \beta_{19} \cdot f_c \cdot AL + \beta_{20} \cdot f_c \cdot CC + \beta_{21} \cdot AL \cdot CC + \varepsilon \end{aligned} \quad (7.5)$$

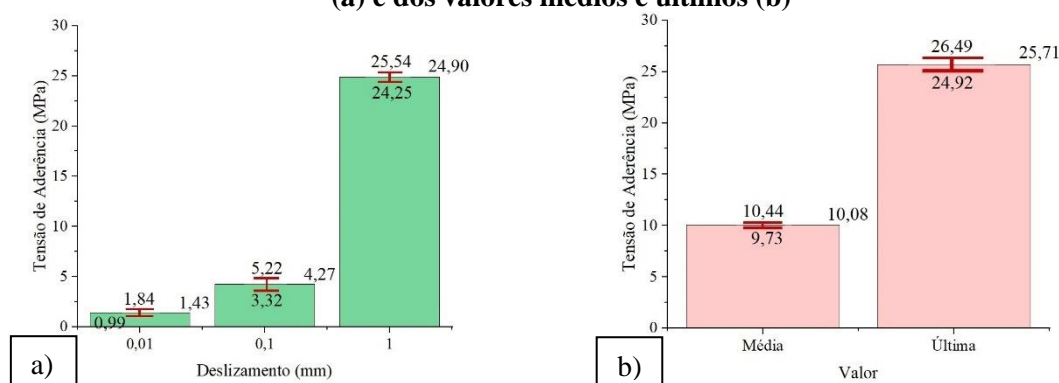
Sendo: β_i coeficientes ajustados pelo método dos mínimos quadrados PC teor de pasta de cimento (%); ϕ diâmetro da barra de aço (mm); f_c resistência à compressão do concreto no dia do ensaio; AL comprimento de ancoragem; CC cobrimento de concreto (mm); δ deslizamento (mm); e ε erro aleatório.

Compete destacar que diferentemente da Equação 7.5, na Equação 7.4 os níveis de deslizamento obtidos dos ensaios de arrancamento são levados em consideração.

Das Equações 7.4 e 7.5, cabe destacar que a qualidade dos ajustes foi definida por meio do coeficiente de determinação ajustado (R^2_{adj}). Na Equação 7.5, τ_i representa as demais variáveis estimadas ($\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$, $\tau_{1,0}$, τ_u , τ_m , FM).

A Figura 7.1 ilustra os valores médios e os intervalos de confiança da média (95% de confiabilidade) das resistências ao deslizamento em função dos deslizamentos ($\tau_{0,01}$, $\tau_{0,1}$ e $\tau_{1,0}$) e também das resistências média (τ_m) e última (τ_u).

Figura 7.1 – Síntese dos resultados da resistência ao deslizamento em função dos deslizamentos (a) e dos valores médios e últimos (b)

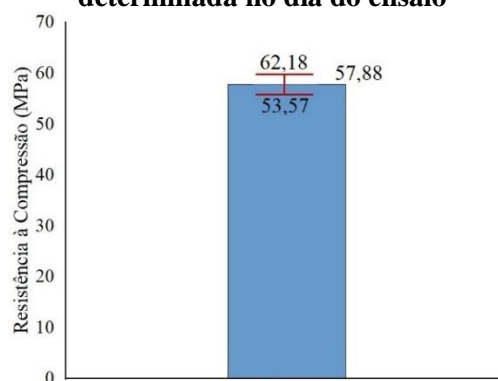


Fonte: Autora (2023).

As distribuições dos valores da resistência ao deslizamento da Figura 7.1 acusaram normalidade, validando os resultados do intervalo de confiança.

A Figura 7.2 ilustra o valor médio e o intervalo de confiança da média (ao nível de 95% de confiabilidade) dos valores da resistência característica à compressão do concreto determinada no dia do ensaio (f_c).

Figura 7.2 – Síntese dos resultados da resistência característica à compressão do concreto determinada no dia do ensaio



Fonte: Autora (2023).

Assim como ocorrido com os resultados da Figura 7.1, houve normalidade nas distribuições dos valores da resistência característica à compressão do concreto determinada no dia do ensaio, validando os resultados do intervalo de confiança.

Nas Equações de 7.6 a 7.12 são mostrados os modelos de regressão, as Equações de 7.6 a 7.11 baseiam-se na Equação 7.5 e a Equação 7.12 baseia-se na Equação 7.4. Nas Tabelas 7.2 e 7.3 são mostrados os resultados da análise variância, cabendo destacar, com exceção da Equação 3, que as premissas da ANOVA (normalidade, homogeneidade e independência dos resíduos) foram atendidas em todos os demais ajustes.

$$\begin{aligned} \tau_{0,01} \text{ (MPa)} &= 40.4 - 1.67 \cdot PC + 0.373 \cdot \phi - 0.439 f_c + 0.0164 \cdot PC^2 + 0.00176 \cdot f_c^2 - \\ &0.0020 \cdot PC \cdot \phi + 0.00868 \cdot PC \cdot f_c - 0.00462 \cdot \phi \cdot f_c \end{aligned} \quad (7.6)$$

[R² adj = 3.88%]

$$\begin{aligned} \tau_{0,1} \text{ (MPa)} &= -47.4 + 4.88 \cdot PC + 1.53 \cdot \phi - 1.616 \cdot f_c - 0.0853 \cdot PC^2 + 0.01025 f_c^2 + \\ &0.0002 \cdot PC \cdot \phi + 0.02052 \cdot PC \cdot f_c - 0.02339 \cdot \phi \cdot f_c \end{aligned} \quad (7.7)$$

[R² ajustado = 38.11%]

$$\begin{aligned} \tau_{1,0} \text{ (MPa)} &= 22.7 - 0.36 \cdot PC + 0.043 \cdot \phi + 0.289 \cdot f_c + 0.0005 \cdot PC^2 - 0.00073 \cdot f_c^2 + \\ &0.0092 \cdot PC \cdot \phi - 0.00062 \cdot PC \cdot f_c - 0.00485 \phi \cdot f_c \end{aligned} \quad (7.8)$$

[R² ajustado = 75.09%]

$$\begin{aligned} \tau_m \text{ (MPa)} = & -13.6 + 2.09 \cdot PC + 0.101 \cdot \phi - 0.522 \cdot f_c - 0.0385 \cdot PC^2 + 0.00360 \cdot f_{cm}^2 \quad (7.9) \\ & + 0.0127 \cdot PC \cdot \phi + 0.00721 \cdot PC \cdot f_c - 0.00799 \cdot \phi \cdot f_c \\ & [R^2 \text{ ajustado} = 48.14\%] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_u \text{ (MPa)} = & 16.4 + 0.13 \cdot PC + 0.266 \cdot \phi + 0.158 \cdot f_c - 0.0008 \cdot PC^2 + 0.00179 \cdot f_c^2 - \quad (7.10) \\ & 0.0025 \cdot PC \cdot \phi - 0.00587 \cdot PC \cdot f_c - 0.00090 \cdot \phi \cdot f_c \\ & [R^2 \text{ ajustado} = 89.25\%] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} FM = & -21.97 + 1.185 \cdot PC + 0.174 \cdot \phi + 0.0072 \cdot f_c - 0.01576 \cdot PC^2 - 0.000077 \cdot f_c^2 \quad (7.11) \\ & - 0.00550 \cdot PC \cdot \phi - 0.00029 \cdot PC \cdot f_c + 0.00117 \cdot \phi \cdot f_c \\ & [R^2 \text{ ajustado} = 30.91\%] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_\delta \text{ (MPa)} = & -4.1 + 1.05 \cdot PC + 0.672 \cdot \phi - 0.646 \cdot f_c + 33.49 \cdot \delta - 0.0228 \cdot PC^2 + \\ & 0.00376 \cdot f_c^2 - 8.93 \cdot \delta^2 + 0.0025 \cdot PC \cdot \phi + 0.00953 \cdot PC \cdot f_c - 0.265 \cdot PC \cdot \delta - \quad (7.12) \\ & 0.01095 \cdot \phi \cdot f_c - 0.062 \cdot \phi \cdot \delta + 0.1542 \cdot f_c \cdot \delta \\ & [R^2 \text{ ajustado} = 96.68\%] \end{aligned}$$

Tabela 7.2 – Resultado da ANOVA dos modelos de regressão das Equações de 7.6 a 7.11

Equação	Eq. 7.6	Eq. 7.7	Eq. 7.8	Eq. 7.9	Eq. 7.10	Eq. 7.11
ANOVA	Valor-P	Valor-P	Valor-P	Valor-P	Valor-P	Valor-P
Modelo	0.311	<u>0.001</u>	<u>0.000</u>	<u>0.000</u>	<u>0.000</u>	<u>0.004</u>
PC	0.499	0.411	<u>0.000</u>	0.527	<u>0.000</u>	0.664
ϕ	0.632	0.180	0.159	0.086	<u>0.010</u>	<u>0.007</u>
$f_{ck,m}$	0.618	0.571	<u>0.000</u>	<u>0.000</u>	<u>0.000</u>	0.392
PC^2	0.511	0.060	0.978	<u>0.015</u>	0.957	<u>0.007</u>
$f_{ck,m}^2$	0.526	<u>0.043</u>	0.731	<u>0.038</u>	0.294	0.902
$PC \cdot \phi$	0.920	0.996	0.545	0.297	0.838	0.221
$PC \cdot f_{ck,m}$	0.064	<u>0.015</u>	0.860	<u>0.013</u>	<u>0.042</u>	0.778
$\phi \cdot f_{ck,m}$	0.352	<u>0.011</u>	0.203	<u>0.011</u>	0.767	0.297

Fonte: Autora (2023).

Tabela 7.3 – Resultado da ANOVA do modelo de regressão da Equação 7.12

	Valor-P
Modelo	<u>0.000</u>
PC	0.055
ϕ	0.142
$f_{ck,m}$	<u>0.000</u>
δ	<u>0.000</u>
PC ²	0.251
$f_{ck,m}^2$	<u>0.090</u>
δ^2	<u>0.067</u>
PC· ϕ	0.876
PC· $f_{ck,m}$	<u>0.010</u>
PC· δ	<u>0.012</u>
ϕ · $f_{ck,m}$	<u>0.006</u>
ϕ · δ	0.619
$f_{ck,m}$ · δ	<u>0.000</u>

Fonte: Autora (2023).

Das Tabelas 7.2 e 7.3, os termos sublinhados foram considerados significativos pela ANOVA (valor-P <0.05), destaca-se que para o caso de algum termo não ter sido considerado significativo segundo ANOVA (valor-P <0.05) e ainda assim estar presente nas equações relacionada, ocorre por ser necessário levar em consideração a hierarquia de termos no desenvolvimento dessas equações. Nas Tabelas 7.2 e 7.3 também observa-se a significância dos modelos propostos.

7.3 Resistência à compressão

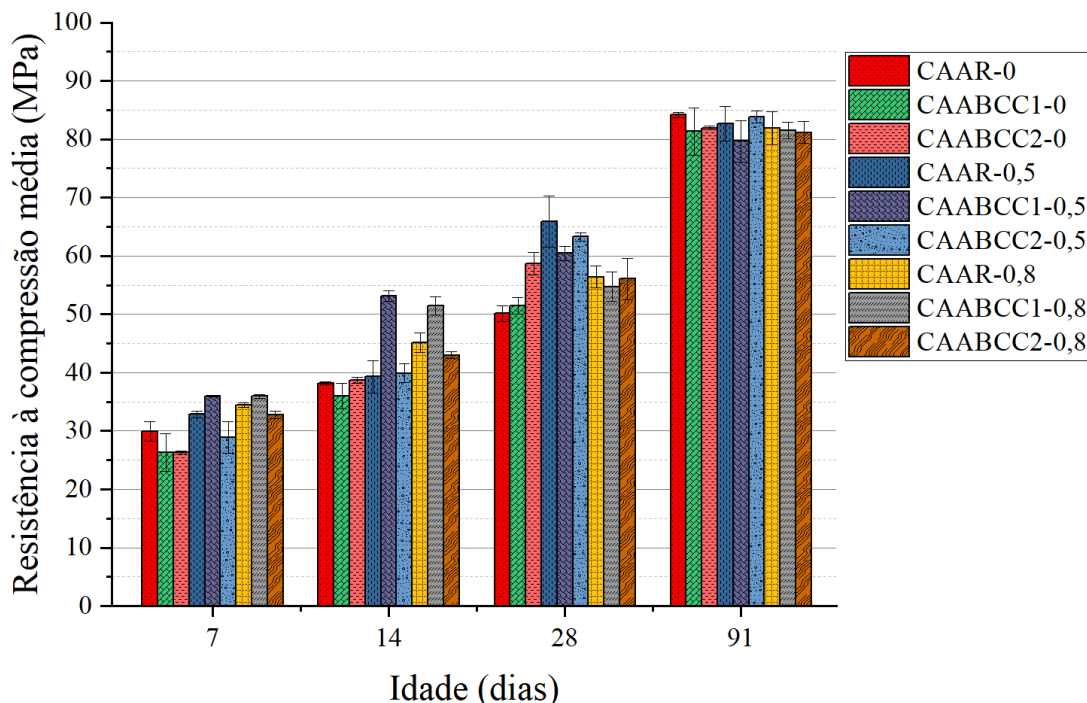
Analizou-se a resistência à compressão dos concretos desenvolvidos nessa pesquisa de duas formas: em relação os efeitos da redução do consumo de cimento e em relação aos efeitos de adição de fibras de aço à mistura.

7.3.1 Efeitos da redução do consumo de cimento

Na Figura 7.3 são mostrados os resultados médios relacionados aos ensaios de resistência à compressão, nota-se que as dosagens com mesmo teor de fibra de aço foram colocadas lado a lado para facilitar a análise dos resultados em relação aos efeitos da redução do consumo de cimento. Na Tabela 7.4 são mostradas as relações entre os CAABCC e seus

CAAR a depender do teor de fibras de aço, a respeito da resistência à compressão para diferentes idades.

Figura 7.3 – Resistência à compressão de acordo com a idade e redução do consumo de cimento



Fonte: Autora (2023).

Tabela 7.4 – Relação entre os resultados da resistência à compressão para diferentes idades entre os CAABCC e os CAAR a depender do teor de adição de fibras de aço

Concretos	Relação $f_{c,7}$	Relação $f_{c,14}$	Relação $f_{c,28}$	Relação $f_{c,91}$
CAAR-0	1,00	1,00	1,00	1,00
CAABCC1-0	0,88	0,94	1,03	0,97
CAABCC2-0	0,88	1,01	1,17	0,97
CAAR-0,5	1,00	1,00	1,00	1,00
CAABCC1-0,5	1,10	1,35	0,92	0,96
CAABCC2-0,5	0,88	1,02	0,96	1,01
CAAR-0,8	1,00	1,00	1,00	1,00
CAABCC1-0,8	1,04	1,14	0,97	0,99
CAABCC2-0,8	0,95	0,95	0,99	0,99

Fonte: Autora (2023).

Nota-se certa variação na comparação dos resultados dos concretos na idade de 7 dias (Tabela 7.4). Os concretos CAABCC1-0, CAABCC2-0 e CAABCC2-0,5 apresentaram cerca de 12% menor resistência à compressão que seus concretos de referência. O melhor desempenho relativo foi alcançado pelo CAABCC1-0,5 com cerca de 10% de ganho de resistência em relação ao seu concreto de referência (CAAR-0,5), o CAABCC1-0, foi o concreto com maior resistência de aderência para essa idade (35,98 MPa).

Assim como na idade de 7 dias, aos 14 dias também observa-se variação na comparação dos resultados. A dosagem CAABCC1-0 apresentou resultado cerca de 6% menor que seu concreto de referência (CAAR-0). O melhor desempenho relativo foi alcançado pelo CAABCC1-0,5 com cerca de 35% de aumento de resistência em relação ao seu concreto de referência (CAAR-0,5). Foi também, essa dosagem que alcançou a maior resistência para essa idade (53,16 MPa).

Aos 28 dias de idade, a dosagem CAABCC1-0,5 apresentou resultado cerca de 8% menor que seu concreto de referência (CAAR-0,5). O melhor desempenho relativo foi alcançado pelo CAABCC2-0 com cerca de 17% de aumento de resistência em relação ao seu concreto de referência (CAAR-0). O CAAR-0,5 foi a dosagem que alcançou a maior resistência para essa idade (65,88 MPa).

Na idade de 91 dias, observou-se que os concretos apresentaram resultados similares entre si, com variação de no máximo 5%. A dosagem com maior resistência à compressão para essa idade foi o CAAR-0 com 84,18 MPa.

Na Tabela 7.5 mostra-se a comparação do ganho de resistência com o passar do tempo dos concretos produzidos nessa pesquisa com valores indicados pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) de concretos produzidos com cimento CP IV 32 RS.

Tabela 7.5 – Comparação do ganho de resistência com o passar do tempo com valores de norma

Concreto	Resistência à compressão, em %, em função dos resultados aos 28 dias			
	7 dias	14 dias	28 dias	91 dias
NBR 6118:2014	68	85	100	118
CAAR-0	60	76	100	168
CAABCC1-0	51	70	100	158
CAABCC2-0	45	66	100	140
CAAR-0,5	50	60	100	126
CAABCC1-0,5	60	88	100	132
CAABCC2-0,5	46	63	100	133
CAAR-0,8	61	80	100	145
CAABCC1-0,8	66	94	100	149
CAABCC2-0,8	59	77	100	145

Fonte: Autora (2023).

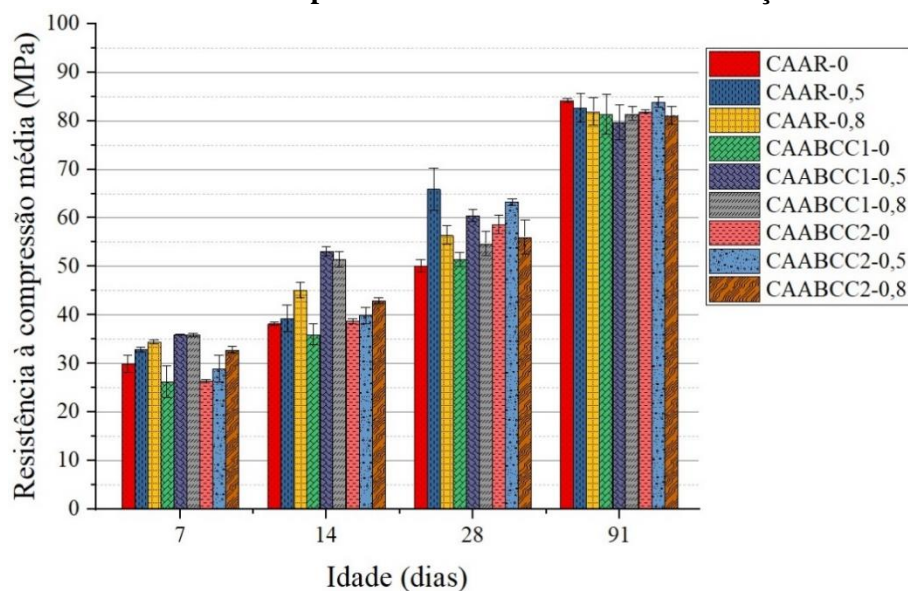
De acordo com a Figura 7.3 e a Tabela 7.5 pode-se constatar a evolução do ganho de resistência dos concretos com a idade, nota-se que entre as idades de 28 e 91 dias os ganhos de resistência variaram entre 26% e 68%. Todos os concretos apresentaram ganho de resistência acima da previsão da NBR 6118 (ABNT: 2014) aos 91 dias.

Notou-se, porém, que aos 91 dias os concretos têm valores para resistência à compressão muito próximos, como já mencionado. Esse fato pode estar relacionado à baixa reação pozolânica no período de cura inicial. Por outro lado, a reação pozolânica contribui no aumento da resistência à compressão nas idades posteriores, ao melhorar a ligação entre pasta e agregado (ZHAO et al., 2015; RANJBAR et al., 2016).

7.3.2 Efeitos da adição de fibras de aço

O ACI 544 2R (2015) indica que os concretos com adição de fibras de aço utilizados para fins estruturais devem apresentar resistência à compressão mínima entre 34 MPa e 48 MPa aos 28 dias. Os concretos dessa pesquisa produzidos com fibras de aço na mistura atendem a essa especificação. Na Figura 7.4 são mostrados os resultados médios relacionados aos ensaios de resistência à compressão, onde as dosagens com mesmo consumo de cimento foram colocadas lado a lado para facilitar a análise dos resultados em relação aos efeitos da adição de fibras de aço. A Tabela 7.6 mostra a relação dos resultados de resistência à compressão em diferentes idades de dosagens com mesma quantidade de cimento na mistura e variação do teor de adição de fibras de aço.

Figura 7.4 – Resistência à compressão de acordo com a idade e adição de fibra de aço



Fonte: Autora (2023).

Tabela 7.6 – Relação entre os resultados da resistência à compressão para diferentes idades para concretos com mesmo teor de cimento e variação do teor de adição de fibras de aço

Concretos	Relação $f_{c,7}$	Relação $f_{c,14}$	Relação $f_{c,28}$	Relação $f_{c,91}$
CAAR-0	1,00	1,00	1,00	1,00
CAAR-0,5	1,10	1,03	1,31	0,98
CAAR-0,8	1,15	1,18	1,13	0,97
CAABCC1-0	1,00	1,00	1,00	1,00
CAABCC1-0,5	1,37	1,48	1,17	0,98
CAABCC1-0,8	1,37	1,43	1,06	1,00
CAABCC2-0	1,00	1,00	1,00	1,00
CAABCC2-0,5	1,10	1,03	1,08	1,02
CAABCC2-0,8	1,25	1,11	0,96	0,99

Fonte: Autora (2023).

Em se tratando das idades de 7 e 14 dias, todos os concretos com mesmo consumo de cimento e diferentes teores de adição de fibras de aço (CAAR-0,5; CAAR-0,8; CAABCC1-0,5; CAABCC1-0,8; CAABCC2-0,5 e CAABCC2-0,8) apresentaram maior resistência à compressão aos serem comparados com seus respectivos concretos de referência (CAAR-0, CAABCC1-0 e CAABCC2-0) (Tabela 7.6), para a idade de 7 dias o aumento ocorreu entre 10% e 37%, se tratando da idade de 14 dias o aumento variou entre 3% e 48%.

Na idade de 28 dias, todos os concretos com mesmo consumo de cimento e diferentes teores de adição de fibras de aço (CAAR-0,5; CAAR-0,8; CAABCC1-0,5; CAABCC1-0,8 e CAABCC2-0,5) apresentaram maior resistência à compressão aos serem comparados com seus respectivos concretos de referência (CAAR-0, CAABCC1-0 e CAABCC2-0), a variação de ganho de resistência foi entre 6% e 31%, exceto para o CAABCC2-0,8 que apresentou cerca de 4% menor resistência que seu concreto de referência (CAABCC2-0).

Na idade de 91 dias, observa-se que os concretos apresentaram resultados similares entre si.

De acordo com os resultados, percebeu-se que a adição de fibras não afetou negativamente a resistência à compressão dos concretos, pelo contrário, contribui para melhores resultados.

De acordo com Guetti (2012) a adição de fibras de aço em concretos autoadensáveis não indica acréscimo expressivo em termos de resistência a compressão. O que é corroborado nas pesquisas de Carneiro (2018), Gil (2018), Shimosaka (2017), e Santana (2014).

Ressalta-se que na presente pesquisa, em que a redução de consumo de cimento ocorreu pela redução do volume de pasta na mistura, ou seja, redução de consumo de materiais finos, esse fator não afetou negativamente a resistência à compressão dos concretos, ou seja, não

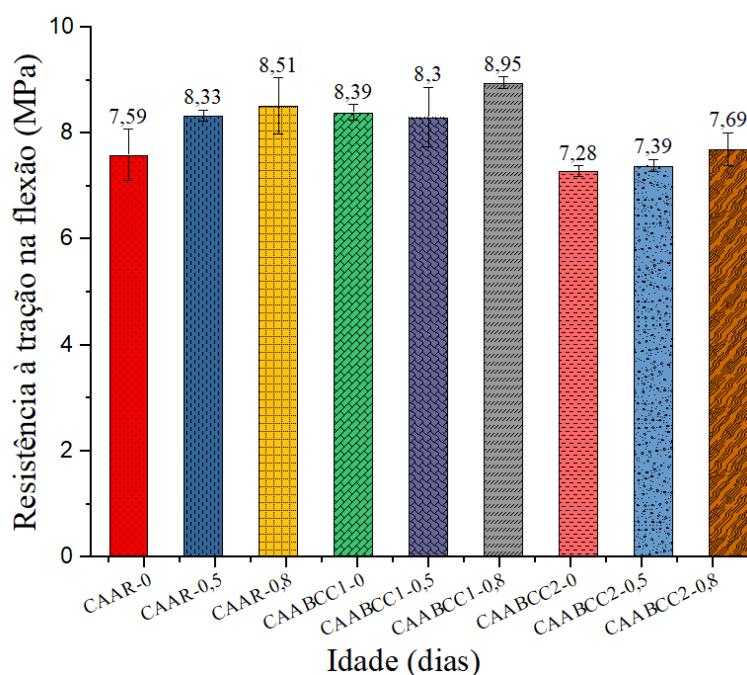
houve redução da resistência à compressão expressiva, assim como em Storch (2018) e Barboza (2018).

Além disso, a combinação do fator redução de consumo de cimento (até 17,5% de redução) e adição de fibras de aço (até 0,8% em volume de adição) também não afetou negativamente os resultados para resistência à compressão.

7.4 Resistência à tração na flexão

Os valores referentes aos ensaios de tração na flexão em corpos prismáticos estão indicados na Figura 7.5. O ACI 544 2R (2015) indica que concretos reforçados com fibras de aço aplicados em pavimentos devem apresentar resistência à tração na flexão mínima entre 4,8 MPa e 6,9 MPa aos 28 dias. Notou-se que os concretos produzidos para essa pesquisa atenderam a essa especificação, conforme Figura 7.5.

Figura 7.5 – Resistência à tração na flexão dos concretos aos 28 dias



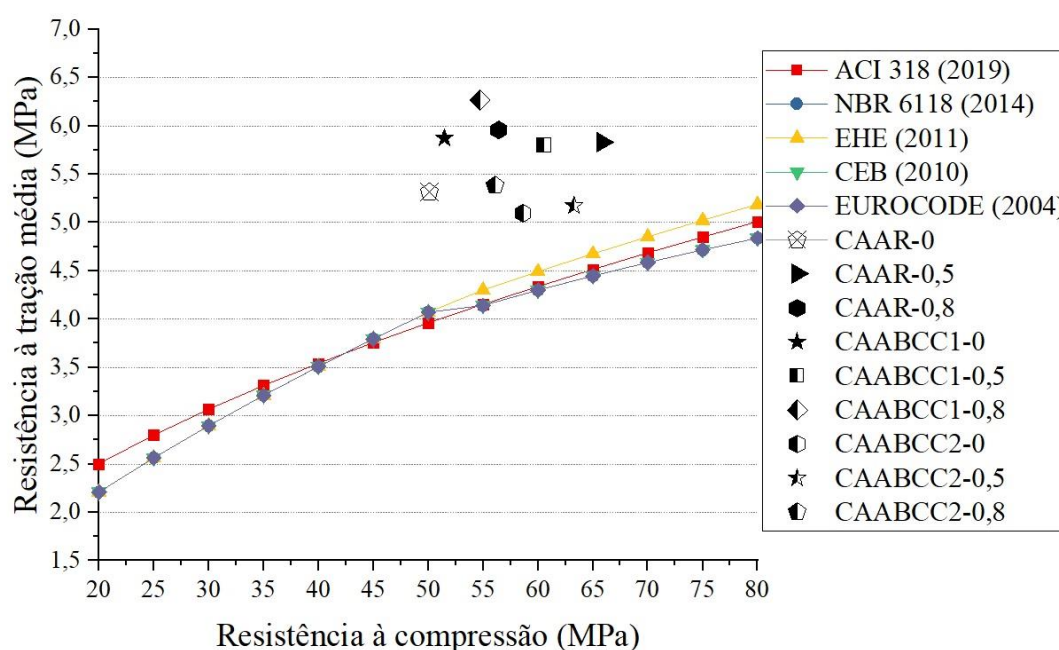
Fonte: Autora (2023).

Comparando-se os concretos com adição de fibras de aço com suas respectivas dosagens de concreto sem fibras de aço, notou-se ligeiro ganho de resistência. A dosagem que apresentou maior ganho foi o CAAR-0,8 que foi cerca 12,00% maior que CAAR-0. Ressalta-se que para a presença de fibras de aço em pouco ou moderado volume (0,25% - 1,2%) na dosagem do concreto, não incorre em aumento direto nas resistências à compressão e tração, bem como no módulo de elasticidade (ACI 544 2R, 2015).

Ao realizar a comparação entre os concretos com mesmo teor de fibras de aço e redução de consumo de cimento, pode-se observar que a retirada de cimento da mistura não afetou negativamente a resistência à tração na flexão dos concretos dosados, exceto o CAABCC2-0,5 e o CAABCC2-0,8 que apresentaram redução de cerca de 10% ao comparar com seus concretos de referência (CAAR-0,5 e CAAR 0,8).

Na Figura 7.6 mostra-se os resultados experimentais relacionados à resistência à tração, bem como as estimativas realizadas com as formulações indicadas por normas.

Figura 7.6 – Resistência à tração experimental em comparação aos valores obtidos por formulações indicados por normas

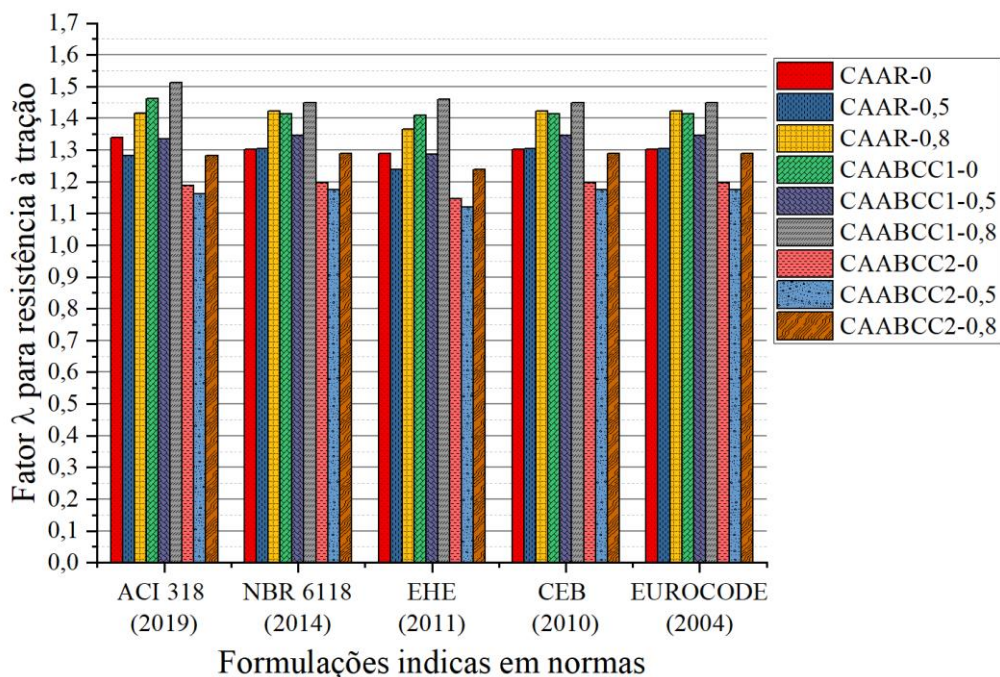


Fonte: Autora (2023).

Para realizar a comparação da mostrada na Figura 7.6, foi necessário transformar os resultados de resistência à tração na flexão em resistência à tração direta, que de acordo com a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) equivale a 70% do valor da tração na flexão, as equações aplicadas foram as indicadas na Tabela 7.1. Observa-se que os códigos normativos subestimam a resistência à tração, tanto para concretos sem fibras de aço quanto para concretos com fibras estudados.

A Figura 7.7 mostra a diferença (fator *bias*) entre resultados experimentais e teóricos da resistência à tração.

Figura 7.7 – Valores de relação λ dos concretos produzidos



Fonte: Autora (2023). Indicas na figura

Como é mostrado na Figura 7.7, os valores experimentais são entre 16% e 47% maiores que os valores teóricos. Sendo que a menor diferença se refere ao CAABCC2 com variados teores de fibras de aço. A norma EHE (2011) foi a que esteve mais próxima dos valores experimentais obtidos.

A Tabela 7.7 mostra a relação entre os valores experimentais para a resistência à tração e a resistência à compressão obtida em ensaios.

Tabela 7.7 – Comparação entre valores de f_{ct} obtidos em ensaios com a resistência compressão

Dosagem	f_c (MPa)	$f_{ct,f}$ (experimental) (MPa)	f_{ct} (experimental) (MPa)	f_{ct} (experimental)/ f_c (%)
CAAR-0	50,11	7,59	5,83	10,60
CAAR-0,5	65,88	8,33	6,39	8,85
CAAR-0,8	56,43	8,51	5,98	10,56
CAABCC1-0	51,48	8,39	5,93	11,41
CAABCC1-0,5	60,47	8,30	6,16	9,61
CAABCC1-0,8	54,72	8,95	6,18	11,45
CAABCC2-0	58,63	7,28	6,08	8,69
CAABCC2-0,5	63,29	7,39	6,28	8,17
CAABCC2-0,8	56,09	7,69	5,97	9,60

f_c resistência à compressão do concreto; $f_{ct,f}$ resistência à tração na flexão; f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto.

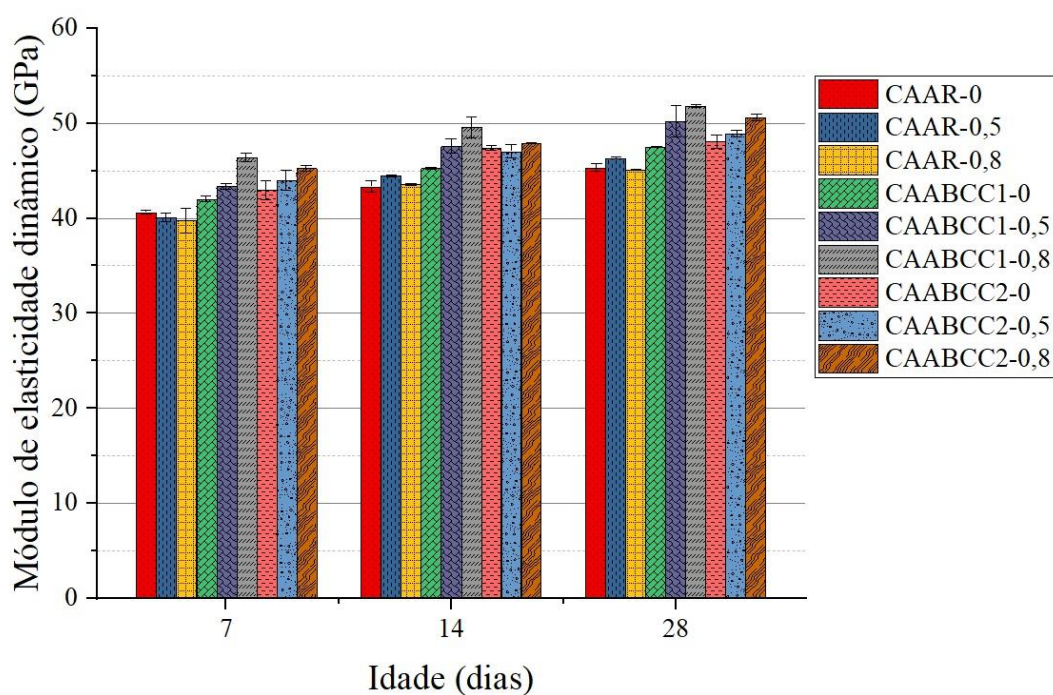
Fonte: Autora (2023).

Notou-se que a relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão dos concretos desenvolvidos nessa pesquisa variou entre 8,17% e 11,45%.

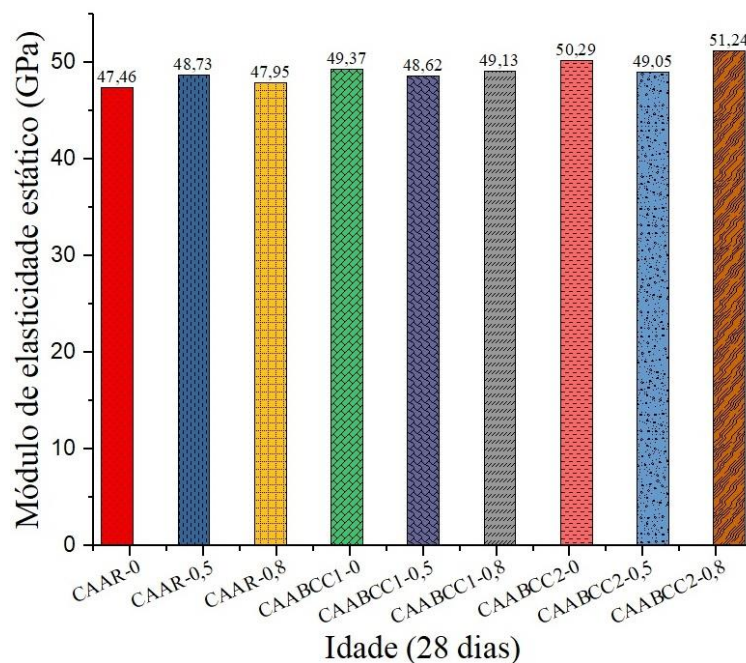
7.5 Módulo de elasticidade dinâmico e estático

Na Figura 7.8 são mostrados os resultados relacionados ao módulo de elasticidade dinâmico de acordo com a idade dos concretos produzidos. Já na Figura 7.9 mostra-se os resultados referentes aos ensaios de módulo de elasticidade estáticos aos 28 dias.

Figura 7.8 – Módulo de elasticidade dinâmico.



Fonte: Autora (2023).

Figura 7.9 – Módulo de elasticidade estático dos concretos aos 28 dias.

Fonte: Autora (2023).

A Tabela 7.8 mostra a relação entre os resultados obtidos nos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico e estático comparando-se concretos com mesma quantidade de cimento na mistura e variação de teor de fibras de aço e concretos com diferentes quantidades de cimento na mistura e mesmo teor de adição de fibras de aço.

Tabela 7.8 – Comparação entre de valores de E_c obtidos em ensaios aos 28 dias pelo método dinâmico e estático a) concretos com mesmo teor de cimento e variação de fibras b) concretos com mesmo quantidade de fibras e variação de teor de cimento

a)			b)		
Concretos	Relação E_c , dinâmico	Relação E_c , estático	Concretos	Relação E_c , dinâmico	Relação E_c , estático
CAAR-0	1,00	1,00	CAAR-0	1,00	1,00
CAAR-0,5	1,02	1,03	CAABCC1-0	1,05	1,04
CAAR-0,8	0,99	1,01	CAABCC2-0	1,06	1,06
CAABCC1-0	1,00	1,00	CAAR-0,5	1,00	1,00
CAABCC1-0,5	1,06	0,98	CAABCC1-0,5	1,08	0,99
CAABCC1-0,8	1,09	0,99	CAABCC2-0,5	1,06	1,01
CAABCC2-0	1,00	1,00	CAAR-0,8	1,00	1,00
CAABCC2-0,5	1,02	0,98	CAABCC1-0,8	1,15	1,03
CAABCC2-0,8	1,05	1,02	CAABCC2-0,8	1,12	1,07

Fonte: Autora (2023).

Como pode-se observar nas Figuras 7.8 e 7.9, nenhuma das duas variáveis, redução de consumo de cimento e a adição de fibras de aço, afetaram negativamente o módulo de elasticidade. Tanto para o ensaio de módulo de elasticidade estático como para o ensaio de módulo de elasticidade dinâmico, os resultados foram relativamente próximos. Em relação ao

módulo de elasticidade dinâmico, os concretos com melhor desempenho, quando analisou-se os concretos com mesmos teores de consumo de cimento, foram concernentes ao CAABCC1, em que o CAABCC1-0,5 apresentou aumento de cerca de 6% em relação ao CAABCC1-0, e o CAABCC1-0,8 apresentou aumento de 9% em relação ao CAABCC1-0.

Entretanto, ao comparar concretos com o mesmo teor de fibras de aço, o ganho mais relevante foi aquele relacionado aos concretos com 0,8% de fibras de aço, em que o CAABCC1-0,8 foi 15% e o CAABCC2-0,8 foi 12% maiores que o CAAR-0,8. O que pode indicar que a redução de consumo de cimento, e por consequência o aumento de consumo de agregados, foi o fator que mais gerou alteração nos resultados, sendo o mesmo comportamento observado em Storch (2018), o que pode ser explicado pela redução do teor de pasta na mistura e aumento da quantidade de agregados, que possuem maior módulo de elasticidade que a pasta (MELO NETO e HELENE, 2002).

Em relação à influência da adição de fibras de aço nos concretos, Carneiro (2018) encontrou ganhos relativamente baixos no módulo de elasticidade, assim como nessa pesquisa. Nas pesquisas de Pereira (2017) e Santana (2014) os resultados foram próximos entre si, para o caso de Santana (2014) apresentou-se ligeira redução. Já em Shimosaka (2017) obteve-se resultados com considerável melhoria no módulo de elasticidade do concreto ao adicionar fibras de aço. Segundo o ACI 544 1R, para concretos com adição de fibras de aço em até 2%, o módulo de elasticidade é semelhante aos de concretos sem fibras de aço.

Na Tabela 7.9 é mostrada a relação entre os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico com o módulo de elasticidade estático das dosagens desenvolvidas nessa pesquisa.

Tabela 7.9 – Comparação entre valores de E_c obtidos em ensaios aos 28 dias pelo método dinâmico e estático

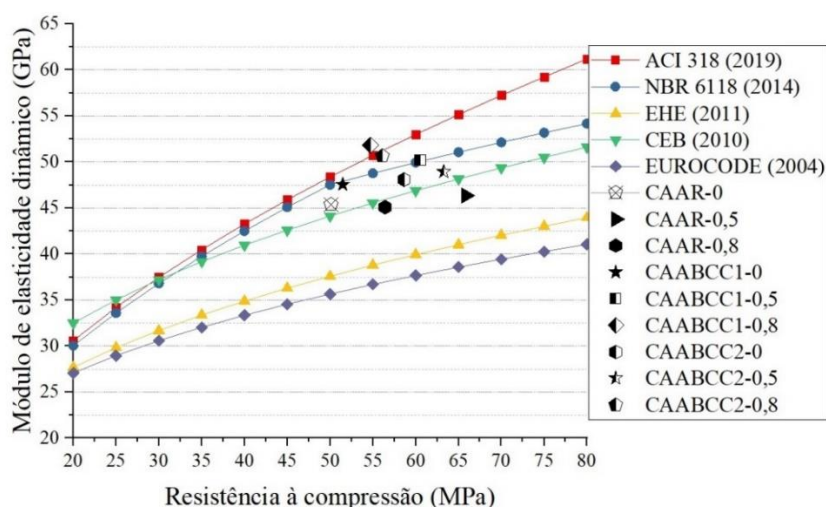
Dosagem	E_c, dinâmico (GPa)	E_c, estático (GPa)	$\frac{E_c, \text{dinâmico}}{E_c, \text{estático}}$
CAAR-0	45,36	47,46	0,96
CAAR-0,5	46,34	48,73	0,95
CAAR-0,8	45,09	47,95	0,94
CAABCC1-0	47,54	49,37	0,96
CAABCC1-0,5	50,24	48,62	1,03
CAABCC1-0,8	51,82	49,13	1,05
CAABCC2-0	48,09	50,29	0,96
CAABCC2-0,5	48,93	49,05	1,00
CAABCC2-0,8	50,64	51,24	0,99

Fonte: Autora (2023).

Observa-se que houve boa aproximação entre os tipos de ensaios aplicados aos concretos em relação ao módulo de elasticidade, sendo que a diferença entre eles variou em no máximo 6%.

Na Figura 7.10 são mostrados os valores referentes ao módulo de elasticidade dinâmico dos concretos estudados nessa pesquisa em comparação aos valores obtidos por meio da aplicação de fórmulas indicadas por códigos normativos.

Figura 7.10 – Comparação dos resultados experimentais para o módulo de elasticidade dinâmico com as formulações indicadas por normas

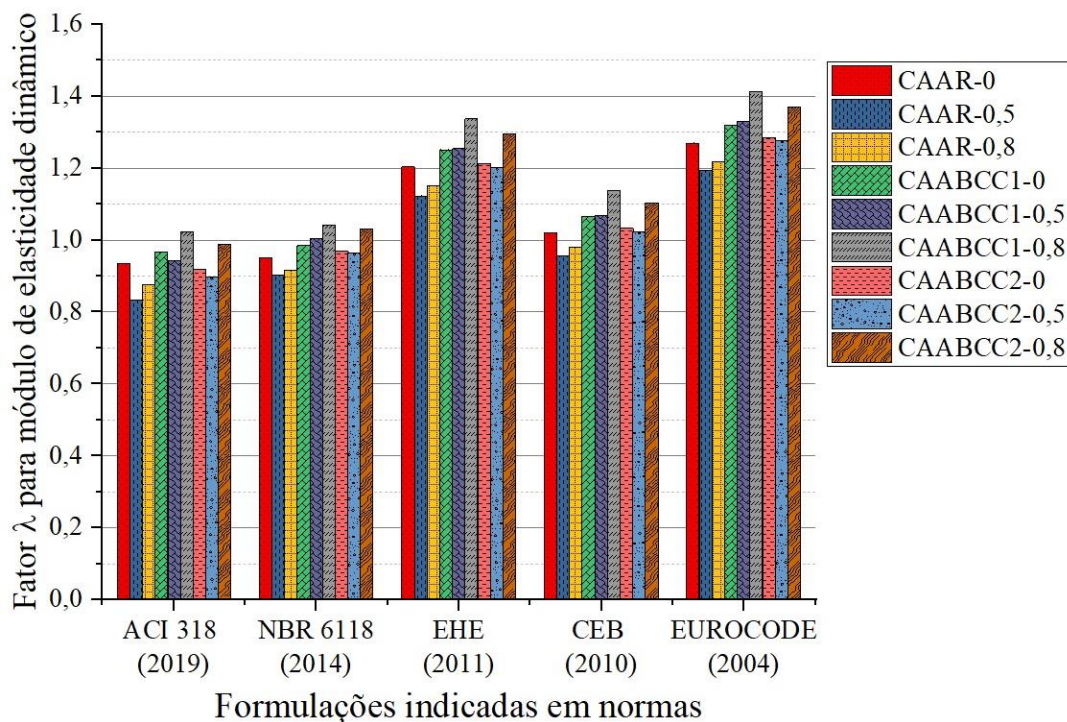


Fonte: Autora (2023).

Ao realizar a comparação dos resultados experimentais com os valores obtidos pelas formulações fornecidas pelas normas, constatou-se que a formulação indicada pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) apresentou boa aproximação com os resultados experimentais. Observa-se também que a EHE (2011) e o EUROCODE (2004) foram os que apresentaram resultados mais conservadores.

Na Figura 7.11 observa-se a relação do resultado experimental com o valor obtido pelas formulações. Confirma-se a proximidade de valores entre o experimental e teórico com formulações da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), seguida pelo CEB-FIB (2010), este estando mais a favor da segurança que aquela. O ACI 318 (2018) apresentou valores relativamente superestimados ao comparar com os resultados experimentais dessa pesquisa. E como já mencionado, EHE (2010) e EUROCODE (2004) apresentaram formulações que subestimaram o módulo de elasticidade.

Figura 7.11 – Valores de relação λ para os concretos produzidos



Fonte: Autora (2023).

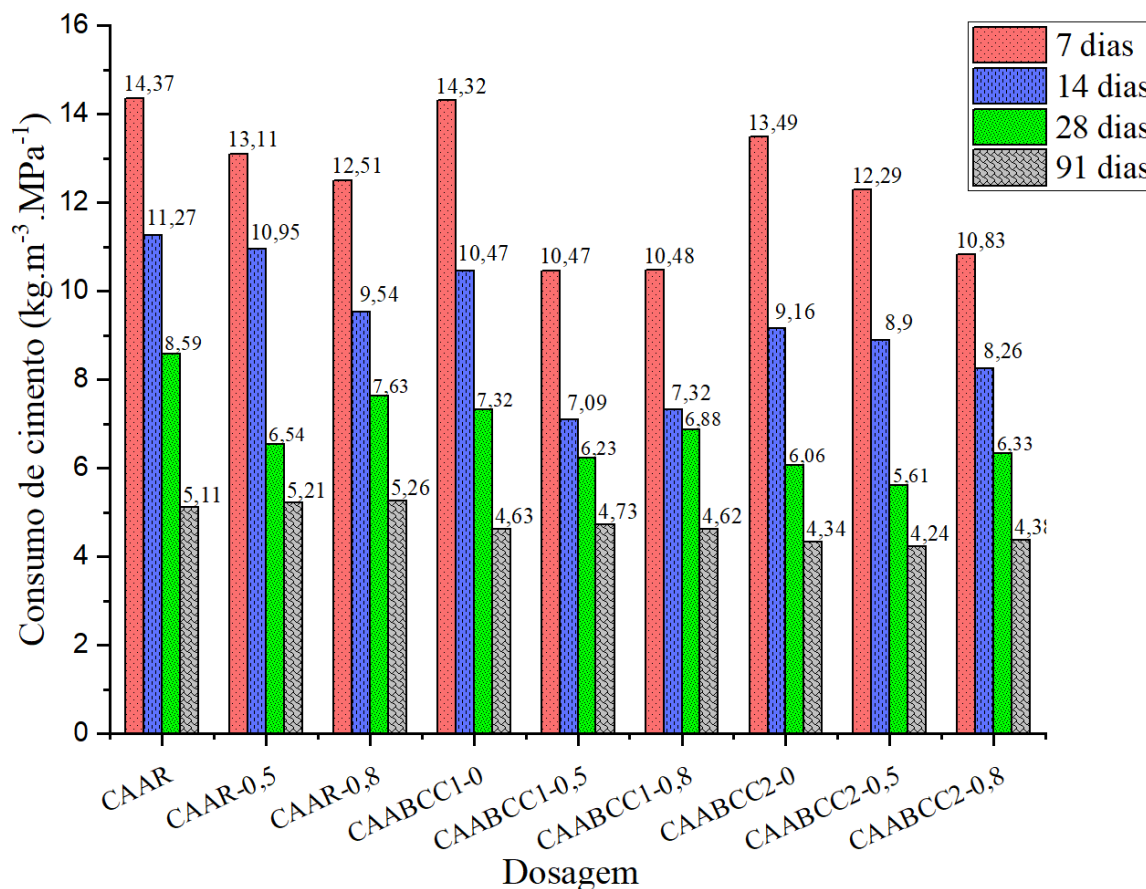
Assim como observado em relação aos resultados dos ensaios de resistência à compressão e resistência à tração, todos os concretos desenvolvidos para essa pesquisa apresentaram resultados satisfatórios, tanto do ponto de vista da redução do consumo de cimento quanto da adição de fibras de aço.

7.6 Indicadores de consumo de cimento

É comum levar em consideração a resistência à compressão do concreto para realizar o cálculo do consumo relativo de cimento por metro cúbico de concreto e o consumo relativo de materiais ligantes por metro cúbico de concreto. Assim sendo, nessa pesquisa esse foi o método aplicado para avaliação de desempenho dos concretos produzidos.

Na Figura 7.12 mostra-se o consumo relativo de cimento para cada MPa alcançado nas idades de 7, 14, 28 e 91 dias.

Figura 7.12 – Consumo de cimento referente à resistência à compressão de acordo com a idade do concreto



Fonte: Autora (2023).

Notou-se a evolução do ganho de resistência dos concretos e por consequência a redução do consumo relativo de cimento. Aos 28 dias, em relação aos concretos sem adição de fibras de aço, o C_{rc} do CAABCC1-0 foi de $7,32 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ e do CAABCC2-0 de $6,06 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, valores acima do valor médio observado nas pesquisas mencionadas na Tabela 2.1 do Capítulo 2 em que a média foi de $5,49 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, acima do índice mencionado em Daminieli *et al* (2010) de $5,0 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ e acima dos índices alcançados em Storch (2018), vale ressaltar que o tipo de cimento utilizado no desenvolvimento dos concretos dessa pesquisa foi o CP IV 32 RS, que possui em sua composição menor teor de clínquer, culminando em menor teor de ligantes na mistura do concreto.

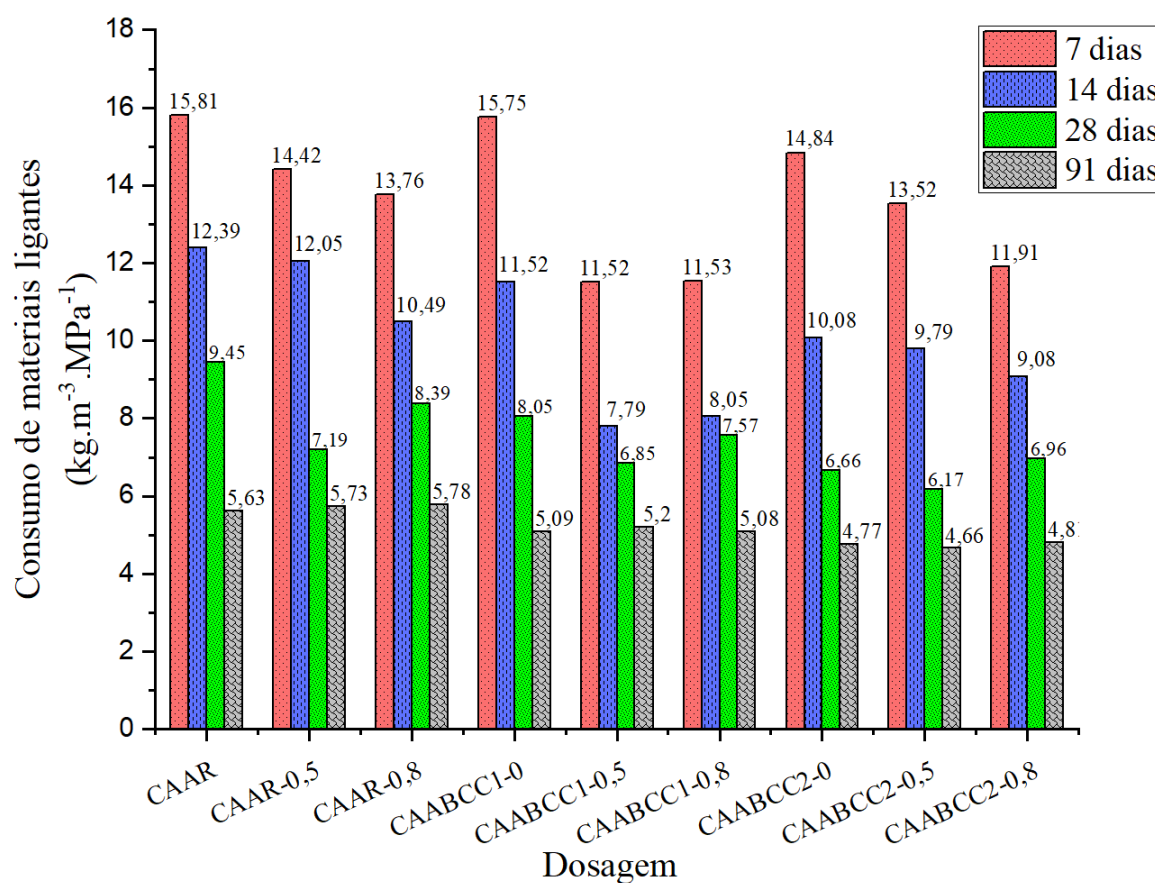
Se tratando dos concretos com adição de fibras de aço, os concretos apresentaram C_{rc} variando entre $7,63$ e $5,61 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, resultados abaixo da média apresentada na Tabela 3.1 do Capítulo 3 ($7,72 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$).

Em relação aos 91 dias, notou-se que os concretos sem adição de fibras de aço apresentaram baixo C_{rc} ($5,11 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, $4,63 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ e $4,34 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$), esses resultados indicam o bom desempenho dos concretos desenvolvidos, estão abaixo da média

obtida por meio da Tabela 2.1 e abaixo do índice indicado por Damineli *et al* (2010) de $5,0 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$. A respeito das dosagens com adição de fibras de aço, os concreto apresentaram C_{rc} variando entre $5,26 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ e $4,24 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, valores ainda mais baixos dos aquele obtido por meio da Tabela 3.1.

Tendo em vista que as pesquisas encontradas na literatura executaram a redução de consumo de cimento por meio de substituição por outro material ligante, realizou-se cálculo desse índice para comparação com média obtida por meio das Tabelas 2.1 e 3.1. A Figura 7.13 mostra o consumo relativo de materiais ligantes para cada MPa alcançado nas idades de 7, 14, 28 e 91 dias.

Figura 7.13 – Consumo de materiais ligantes referente à resistência à compressão de acordo com a idade do concreto



Fonte: Autora (2023).

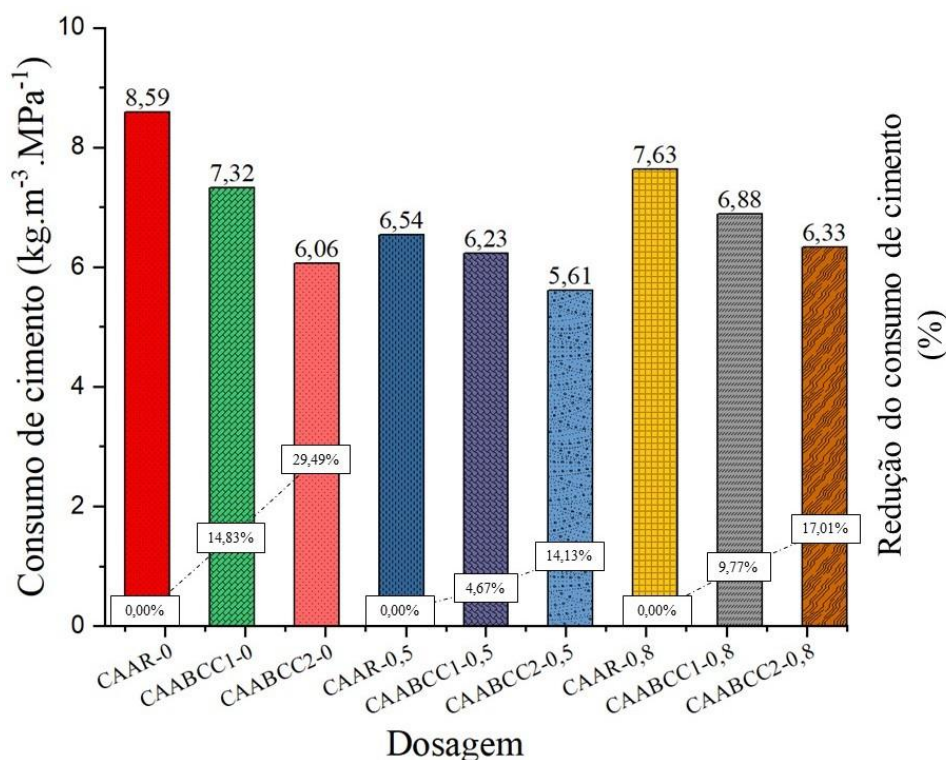
Aos 28 dias, porém, em relação aos concretos sem adição de fibras de aço, o C_{m1} do CAABCC1-0 e do CAABCC2-0 alcançaram resultados até 25,42% mais baixo que o valor médio observado nas pesquisas mencionadas na Tabela 2.1 do Capítulo 2, em que a média foi de $8,93 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$.

Referente aos concretos com adição de fibras de aço, os concretos apresentaram C_{mli} variando entre 8,39 e 6,17 $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$, resultados abaixo da média apresentada na Tabela 3.1 do Capítulo 3 ($9,5 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$).

Em relação aos 91 dias, nota-se que os concretos apresentaram baixo C_{mli} variando entre 5,78 e 4,66 $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$. Mais uma vez demonstrando os ótimos resultados alcançados, mesmo considerando o total de materiais ligantes utilizados na mistura.

Na Figura 7.14 são mostrados os consumos de cimento em relação à resistência à compressão aos 28 dias e a redução do consumo de cimento em porcentagem em relação às respectivas dosagens de referência.

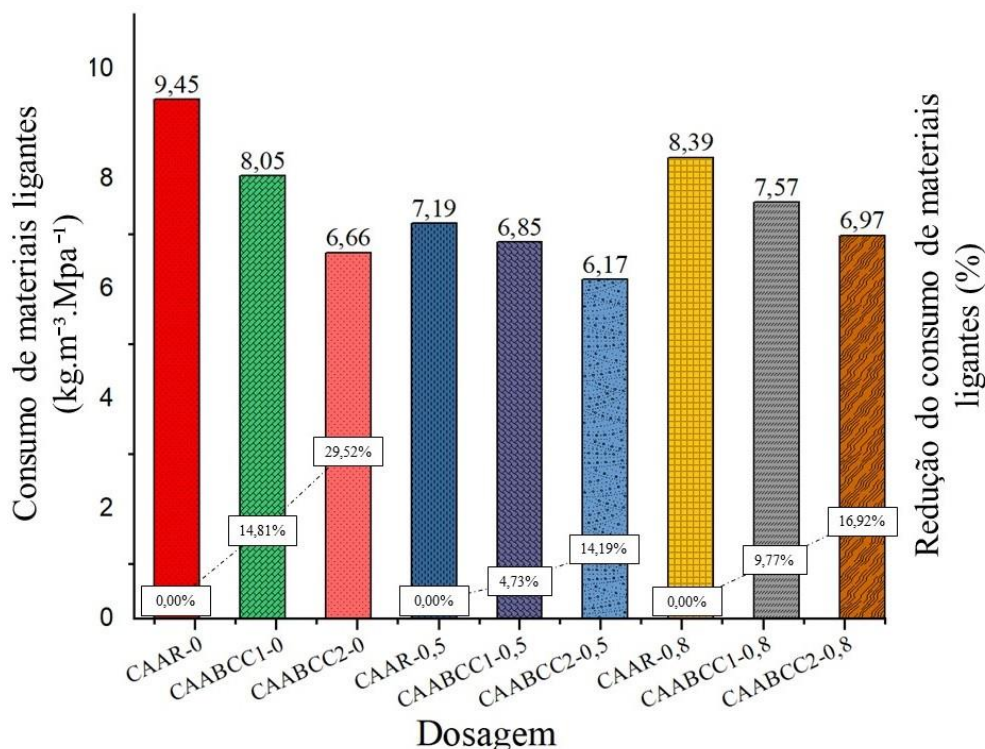
Figura 7.14 – Porcentagem de redução de a) consumo de cimento aos 28 dias e a redução em relação aos respectivos concretos de referência



Fonte: Autora (2023).

Na Figura 7.15 são mostrados os consumos de materiais ligantes em relação à resistência à compressão aos 28 dias e a redução do consumo desses materiais em porcentagem em relação às respectivas dosagens de referência.

Figura 7.15 – Porcentagem de redução de consumo de materiais ligantes aos 28 dias e a redução em relação aos respectivos concretos de referência



Fonte: Autora (2023).

É notável a redução de consumo de cimento e de consumo de materiais ligantes alcançadas pelos concretos produzidos. Como pode ser observado na Figura 7.14, o consumo de cimento em $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ reduziu em até 29,49%, e de acordo com a Figura 7.15 o consumo de materiais cimentícios em $\text{kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ reduziu em até 29,52%. Ao realizar a comparação entre esses dois gráficos (Figura 7.14 e Figura 7.15) é possível perceber a proximidade entre as porcentagens de redução de consumo, o que indica a vantagem da metodologia utilizada para redução de consumo de cimento, ocorrendo pela redução absoluta e não pela substituição por outro material.

Ressalta-se que não há indicação por parte de órgãos regulamentadores de parâmetros claros para determinar se um concreto é de baixo consumo de cimento.

7.7 Ensaios de arrancamento

Nessa seção são analisados os resultados dos ensaios de arrancamento realizados durante a fase experimental dessa pesquisa. Essa seção inclui ainda análises referente à influência de variáveis como teor de cimento na mistura do concreto, diâmetro da barra de aço, percentual de fibras de aço e tipo de ensaio de arrancamento utilizado. Como esperado, os

resultados apresentaram certa variabilidade que se relaciona ao ensaio de arrancamento, conforme mencionado na literatura técnica por autores como: Eligehausen et al. (1982), Dumêt (2003), Almeida Filho (2006) e Simplício (2008).

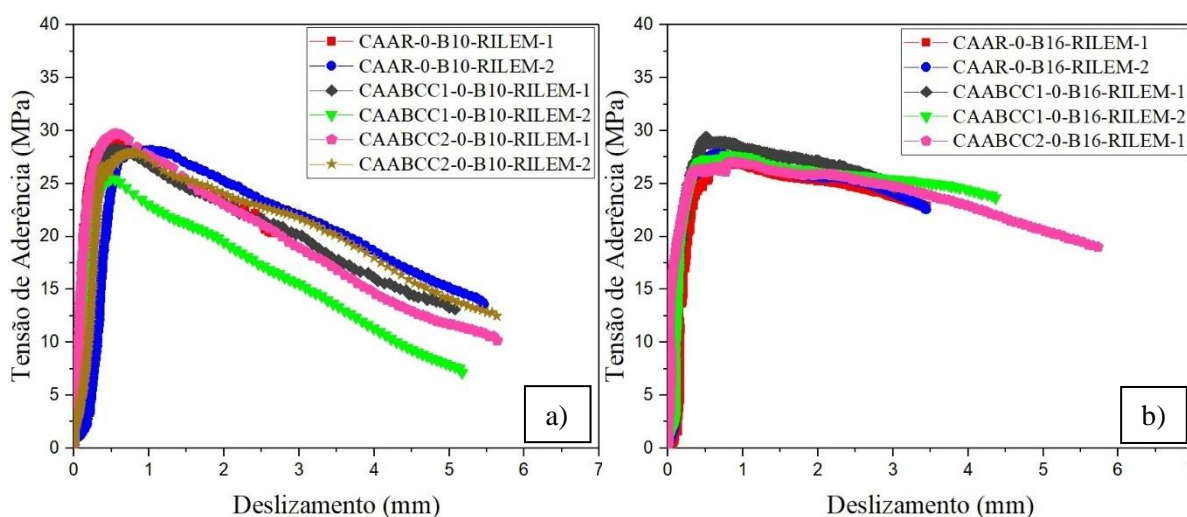
7.7.1 Comparação entre dosagens com diferentes consumos de cimento

Dentre as variáveis estudadas nessa pesquisa, está a redução do consumo total de cimento. Os consumos de cimento foram de 430,50 kg/m³ para o CAAR, 376,68 kg/m³ para o CAABCC1 (12,50% a menos que CAAR) e 355,14 kg/m³ para o CAABCC2 (17,51% a menos que o CAAR).

7.7.1.1 Concretos sem adição de fibras de aço

A Figura 7.16 mostra os resultados de ensaio de aderência, comparando-se o comportamento entre os concretos com diferente consumo de cimento sem adição de fibras de aço, produzidos com barras de 10 mm (Figura 7.16a) e 16 mm (Figura 7.16b).

Figura 7.16 – Comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento entre os corpos de prova de diferentes consumos de cimento sem adição de FA a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Verifica-se que os corpos de prova dos concretos, independentemente da quantidade de cimento na mistura, apresentaram rigidez semelhante. O que indica que a redução do consumo de cimento não influenciou negativamente o desempenho dos concretos frente ao ensaio de aderência. A Tabela 7.10 mostra a comparação dos valores obtidos em relação ao deslizamento

último e tensão última de aderência entre as dosagens com baixo consumo de cimento e a dosagem de CAA de referência.

Tabela 7.10 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios de corpos de provas sem adição de FA, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

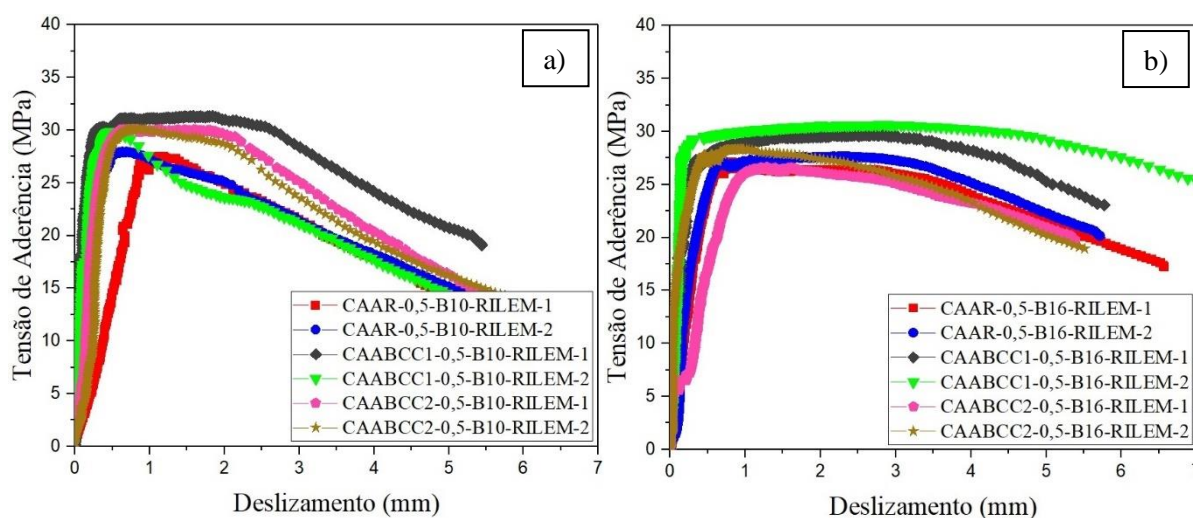
Dosagem	Teor de Fibra	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	$\delta_u/\delta_{u,caar}$	τ_u (MPa)	$\tau_u/\tau_{u,caar}$
CAAR	0	10	0,78	1,00	28,60	1,00
CAABCC1	0	10	0,53	0,68	26,84	0,94
CAABCC2	0	10	0,70	0,90	28,83	1,01
CAAR	0	16	0,76	1,00	27,47	1,00
CAABCC1	0	16	0,65	0,86	28,53	1,04
CAABCC2	0	16	0,70	0,92	27,03	0,98

Fonte: Autora (2023).

7.7.1.2 Concretos com 0,5% de adição de fibras de aço

A Figura 7.17 mostra os resultados de ensaio de aderência, comparando-se o comportamento entre os concretos com diferente consumo de cimento e com adição de fibras de aço de aço fixada em 0,5%, produzidos com barras de 10 mm (Figura 7.17a) e 16 mm (Figura 7.17b).

Figura 7.17 – Comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento entre os corpos de prova de diferentes consumos de cimento com 0,5% de FA a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Analisando a Figura 7.17 é possível observar que os concretos produzidos com redução de consumo de cimento apresentaram ligeiro ganho de rigidez em relação ao CAA de referência, exceto o CAABCC2 produzido com barra de aço de 16mm. Mais uma vez indicando que a redução do consumo de cimento não influenciou negativamente o desempenho dos

concretos frente ao ensaio de aderência. A Tabela 7.11 mostra a comparação dos valores obtidos em relação ao deslizamento último e tensão última de aderência entre as dosagens com baixo consumo de cimento e a dosagem de CAA de referência.

Tabela 7.11 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios de corpos de provas com adição de 0,5% FA, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

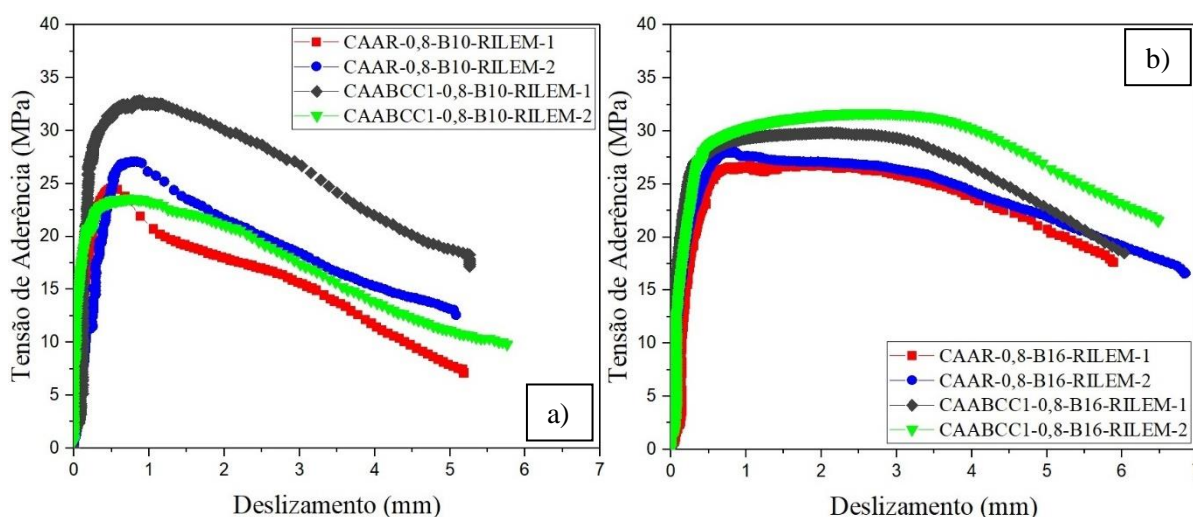
Dosagem	Teor de Fibra	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	$\delta_u/\delta_{u,caar}$	τ_u (MPa)	$\tau_u/\tau_{u,caar}$
CAAR	0,5	10	0,91	1,00	27,73	1,00
CAABCC1	0,5	10	1,04	1,14	30,59	1,10
CAABCC2	0,5	10	0,80	0,88	30,10	1,09
CAAR	0,5	16	1,08	1,00	27,40	1,00
CAABCC1	0,5	16	3,20	2,96	30,16	1,10
CAABCC2	0,5	16	1,16	1,07	27,46	1,00

Fonte: Autora (2023).

7.7.1.3 Concretos com 0,8% de adição de fibras de aço

A Figura 7.18 mostra os resultados de ensaio de aderência, comparando-se o comportamento entre o CAABCC1 e o CAAR com adição de fibras de aço de aço fixada em 0,8%, produzidos com barras de 10 mm (Figura 7.18a) e 16 mm (Figura 7.18b).

Figura 7.18 – Comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento entre os corpos de prova de diferentes consumos de cimento com 0,8% de FA a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Analisando a Figura 7.18 observa-se que os corpos de prova produzidos com CAABCC1 apresentaram ligeiro ganho de rigidez em relação ao CAA de referência. Portanto, a redução do consumo de cimento não influenciou negativamente o desempenho dos concretos

frente ao ensaio de aderência. A Tabela 7.12 mostra a comparação dos valores obtidos em relação ao deslizamento último e tensão última de aderência entre o CAABCC1 e o CAA de referência.

Tabela 7.12 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios de corpos de provas com adição de 0,8% FA, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

Dosagem	Teor de Fibra	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	$\delta_u/\delta_{u,caar}$	τ_u (MPa)	$\tau_u/\tau_{u,caar}$
CAAR	0,8	10	0,66	1,00	25,85	1,00
CAABCC1	0,8	10	0,84	1,27	28,22	1,09
CAAR	0,8	16	1,28	1,00	27,46	1,00
CAABCC1	0,8	16	2,51	1,96	30,78	1,12

Fonte: Autora (2023).

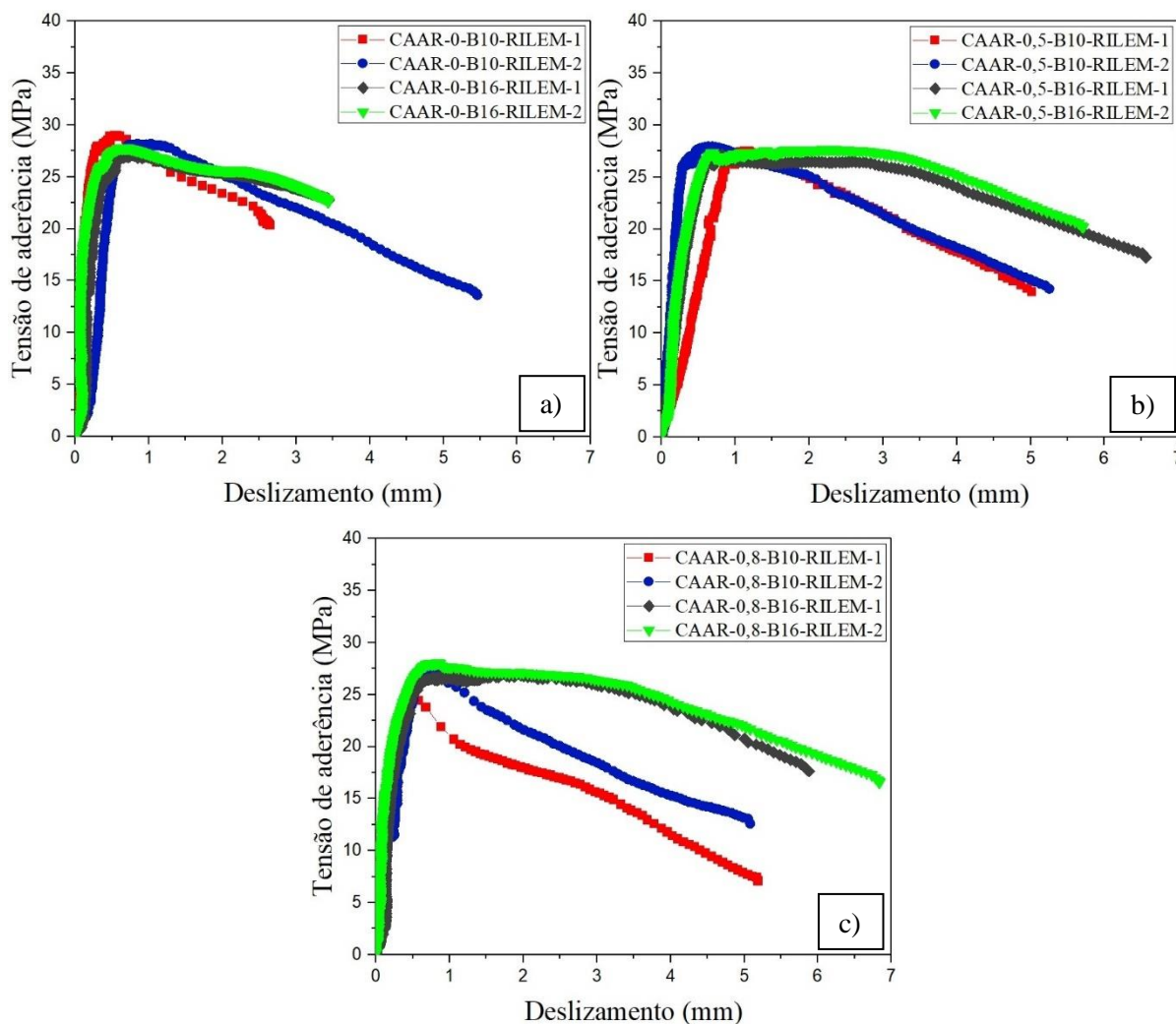
7.7.2 Efeito diâmetro de barra de aço

Nessa seção serão analisados os resultados dos ensaios de arrancamento realizados durante a fase experimental dessa pesquisa levando-se em consideração o efeito do diâmetro de barra de aço.

7.7.2.1 CAAR

Na Figura 7.19 são mostrados os comportamentos dos modelos compostos pelo CAAR, pode-se notar qualitativamente, maior ductilidade dos modelos produzidos com barras de aço de 16 mm.

Figura 7.19 – Comparação entre dosagens compostas por CAAR e barras de aço de 10 mm e 16 mm a) sem adição de FA, b) 0,5% de FA e c) 0,8% de FA



Fonte: Autora (2023).

Em relação aos corpos de prova compostos pelo CAAR, os resultados para tensão última de aderência foram maiores para barra de aço de 10 mm, independente do teor de adição de fibras de aço na mistura, exceto para a dosagem CAAR-0,5-B16-RILEM que foi 6% maior que o CAAR-0,5-B10-RILEM. Em relação ao deslizamento último, houve grande variação nos resultados, não sendo possível verificar algum padrão (Tabela 7.13).

Tabela 7.13 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAAR, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

Dosagem	Teor de Fibra	Tipo de Ensaio	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	Relação	τ_u (MPa)	Relação
CAAR	0	RILEM	10	0,78	1,00	28,60	1,00
	0	RILEM	16	0,77	0,99	27,47	0,87
	0,5	RILEM	10	0,91	1,00	27,73	1,00
	0,5	RILEM	16	1,08	1,19	27,65	1,00
	0,8	RILEM	10	0,66	1,00	25,85	1,00
	0,8	RILEM	16	1,28	1,94	27,46	1,06

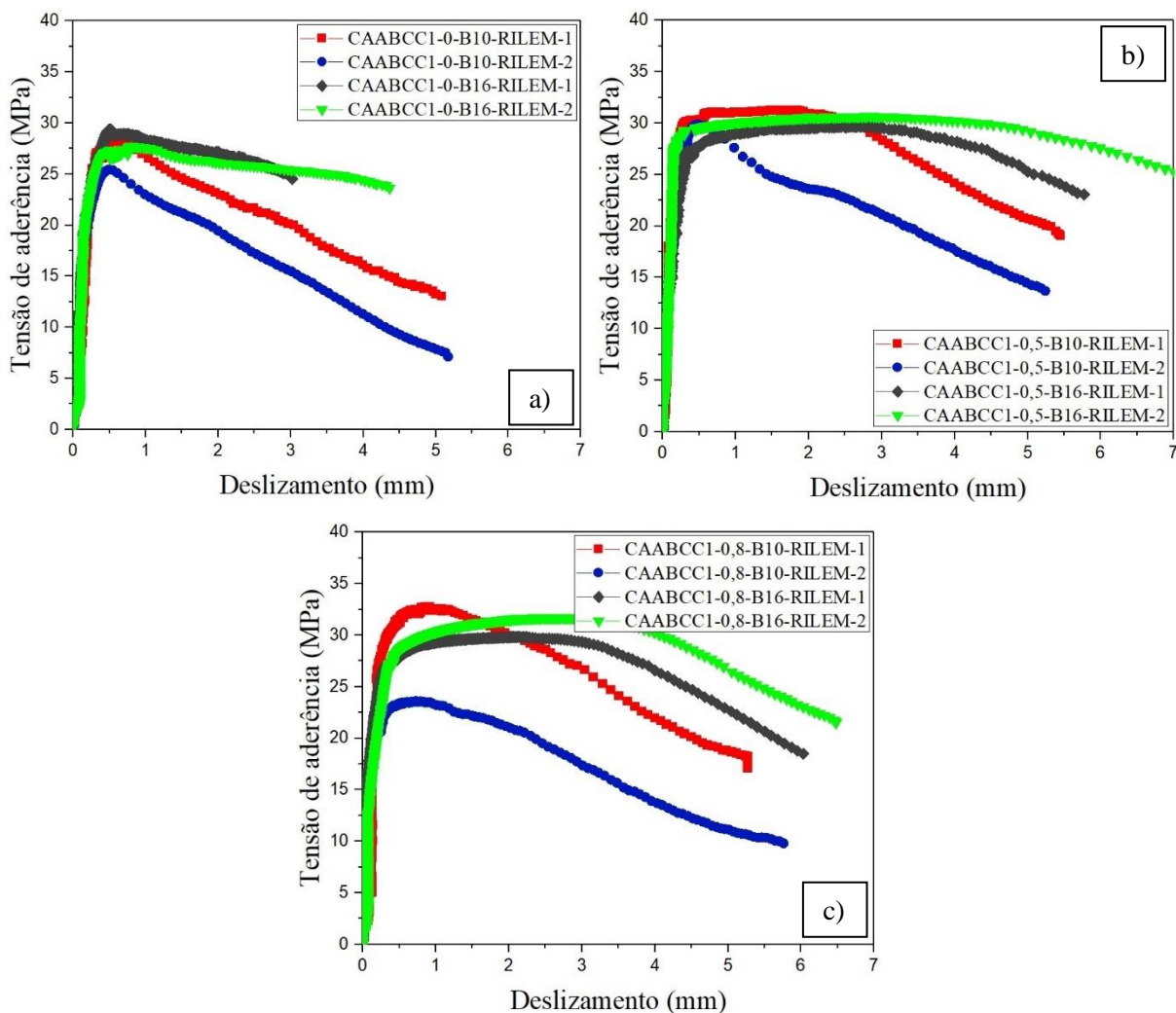
Fonte: Autora (2023).

Se tratando das dosagens avaliadas do CAAR sem adição de fibras de aço, o comportamento foi semelhante ao apresentado em Simplício (2008), Storch (2018) e Barboza (2018) em que os corpos de prova compostos com barras de 10 mm alcançaram resultados para tensão última superiores aos compostos por barra de 16 mm.

7.7.2.2 CAABCC1

Na Figura 7.20 são mostrados os comportamentos dos modelos compostos pelo CAABCC1, pode-se notar qualitativamente, maior ductilidade dos modelos produzidos com barras de aço de 16 mm.

Figura 7.20 – Comparação entre dosagens compostas por CAABCC1 e barras de aço de 10 mm e 16 mm a) sem adição de FA, b) 0,5% de FA e c) 0,8% de FA



Fonte: Autora (2023).

Em relação aos corpos de prova compostos pelo CAABCC1, os resultados para tensão última de aderência foram maiores para barra de aço de 16 mm, independente do teor de adição de fibras de aço na mistura, exceto para a dosagem CAABCC1-0,5-B16-RILEM que foi APENAS 1% menor que o CAABCC1-0,5-B10-RILEM. Em relação ao deslizamento último, houve grande variação nos resultados, não sendo possível verificar algum padrão (Tabela 7.14).

Tabela 7.14 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC1, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

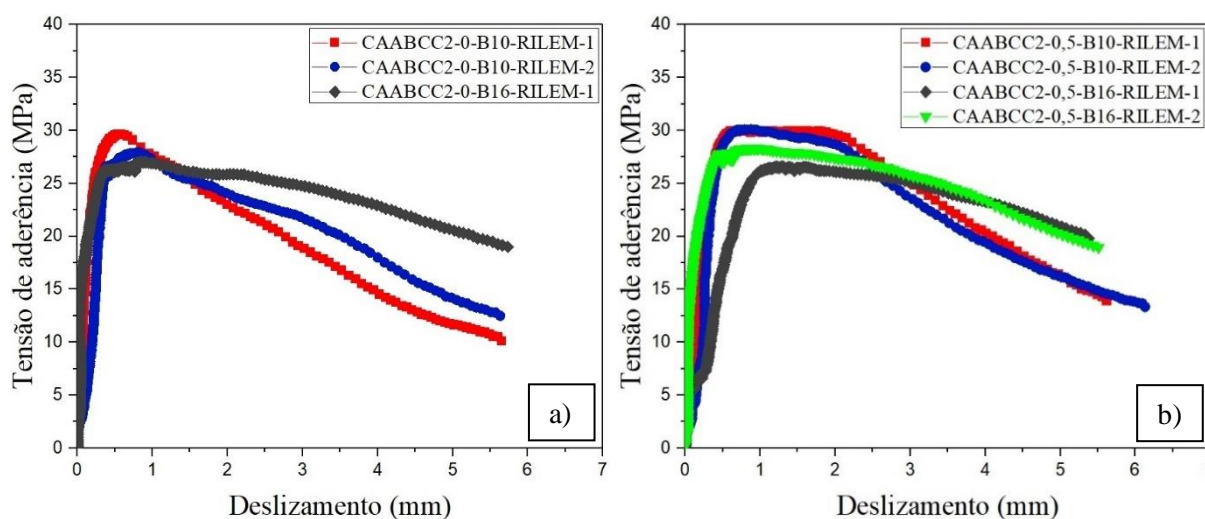
Dosagem	Teor de Fibra	Tipo de Ensaio	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	Relação	τ_u (MPa)	Relação
CAABCC1	0	RILEM	10	0,53	1,00	26,84	1,00
	0	RILEM	16	0,65	1,23	28,53	1,06
	0,5	RILEM	10	1,04	1,00	30,59	1,00
	0,5	RILEM	16	3,20	3,08	30,16	0,99
	0,8	RILEM	10	0,84	1,00	28,22	1,00
	0,8	RILEM	16	2,51	2,99	30,78	1,09

Fonte: Autora (2023).

7.7.2.3 CAABCC2

Na Figura 7.21 são mostrados os comportamentos dos modelos compostos pelo CAABCC2.

Figura 7.21 – Comparação entre dosagens compostas por CAABCC2 e barras de aço de 10 mm e 16 mm a) sem adição de FA e b) 0,5% de FA



Fonte: Autora (2023).

Em relação aos corpos de prova compostos pelo CAABCC2, os resultados para tensão última de aderência foram maiores para barra de aço de 10 mm, independente se tem ou não adição de fibras de aço na mistura. Em relação ao deslizamento último, houve variação nos resultados, não sendo possível verificar algum padrão (Tabela 7.15).

Tabela 7.15 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC2, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

Dosagem	Teor de Fibra	Tipo de Ensaio	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	Relação	τ_u (MPa)	Relação
CAABCC2	0	RILEM	10	0,70	1,00	28,83	1,00
	0	RILEM	16	0,70	1,00	27,03	0,94
	0,5	RILEM	10	0,80	1,00	30,10	1,00
	0,5	RILEM	16	1,16	1,45	27,46	0,91

Fonte: Autora (2023).

Em se tratando das dosagens avaliadas do CAABCC2 sem adição de fibras de aço, o comportamento foi semelhante ao apresentado em Simplício (2008), Storch (2018) e Barboza (2018) em que os corpos de prova compostos com barras de 10 mm alcançaram resultados para tensão última superiores aos compostos por barra de 16 mm.

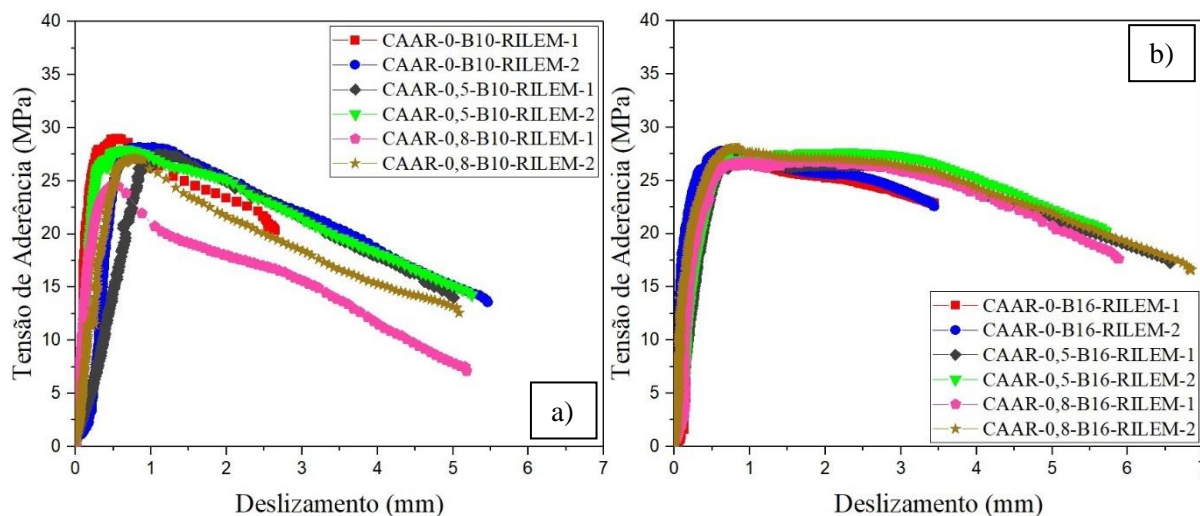
7.7.3 Comparação entre concretos com diferentes teores de fibra de aço

Nesse tópico foi realizada análise em relação aos efeitos da presença das fibras de aço no deslizamento último e na tensão última de aderência, bem como para barras de aço de 10 e 16 mm.

7.7.3.1 CAAR

A comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento de corpos de provas produzidos com mesmo consumo de cimento (CAAR) e mesmo diâmetro de barras foi realizada e está mostrada na Figura 7.22. A Figura 7.22a mostra o comportamento de modelos produzidos com barras de aço de 10 mm e a Figura 7.22b mostra o comportamento de modelos produzidos com barras de 16 mm.

Figura 7.22 – Curva tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos produzidos com CAAR variando-se o teor de fibras de aço a) barra de aço de 10 mm e b) barra de aço de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Em se tratando do comportamento das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos produzidos com barra de aço de 10 mm, e analisando a Tabela 7.16 observa-se que os modelos com adição de fibras de aço alcançaram tensão última abaixo dos modelos sem adição de fibras de aço, relacionado ao deslizamento último, o concreto com 0,5% de adição de fibras de aço apresentou valor 17% maior que o de referência, porém, o concreto com 0,8% de adição de fibras de aço apresentou redução no valor para o deslizamento último, esse comportamento não se repete para as outras dosagens de concreto com fibras.

Sobre o comportamento das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos produzidos com barra de aço de 16 mm, a tensão última dos modelos não é afetada pela presença de fibras de aço, já os deslizamentos apresentaram acréscimo de até 66% em relação ao concreto de referência sem adição de fibras de aço.

Tabela 7.16 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAAR, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

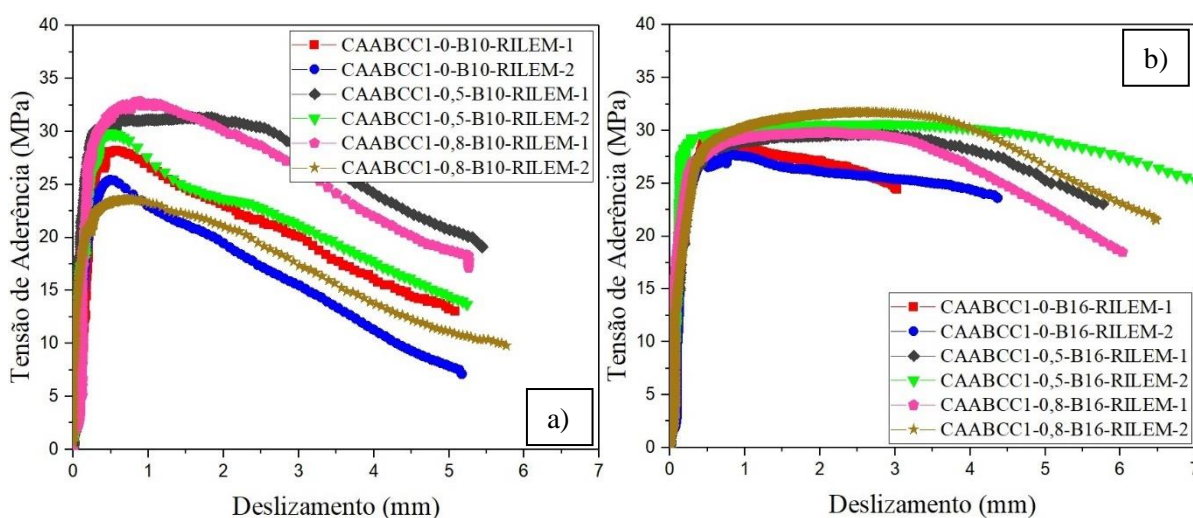
Dosagem	Teor de Fibra	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	Relação	τ_u (MPa)	Relação
CAAR	0,0	10	0,78	1,00	28,60	1,00
	0,5	10	0,91	1,17	27,73	0,97
	0,8	10	0,66	0,85	25,85	0,90
CAAR	0,0	16	0,77	1,00	27,47	1,00
	0,5	16	1,08	1,40	27,40	1,00
	0,8	16	1,28	1,66	27,46	1,00

Fonte: Autora (2023).

7.7.3.2 CAABCC1

A comparação das curvas tensão *versus* deslizamento de corpos de provas produzidos com mesmo consumo de cimento (CAABCC1) e mesmo diâmetro de barras foi realizada e está mostrada na Figura 7.23. A Figura 7.23a mostra o comportamento de modelos produzidos com barras de aço de 10 mm e a Figura 7.23b mostra o comportamento de modelos produzidos com barras de 16 mm.

Figura 7.23 – Curva tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos produzidos com CAABCC1 variando-se o teor de fibras de aço a) barra de aço de 10 mm e b) barra de aço de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Se tratando do comportamento das curvas tensão *versus* deslizamento dos modelos produzidos com barra de aço de 10 mm e 16 mm, e analisando a Tabela 7.17 observa-se que os modelos com adição de fibras de aço alcançaram tensão última acima dos valores dos modelos sem adição de fibras de aço em até 14%, relacionado ao deslizamento último, os concretos com de adição de fibras de aço apresentaram valores expressivamente maiores que o apresentado pelas dosagens de referência.

Tabela 7.17 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC1, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

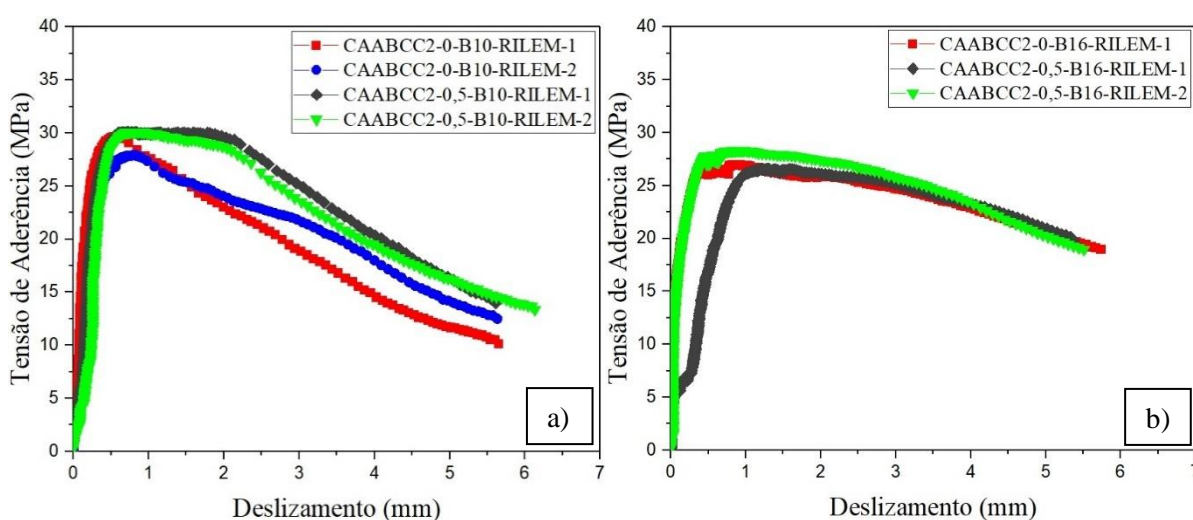
Dosagem	Teor de Fibra	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	Relação	τ_u (MPa)	Relação
CAABCC1	0,0	10	0,53	1,00	26,84	1,00
	0,5	10	1,04	1,96	30,59	1,14
	0,8	10	0,84	1,59	28,22	1,05
CAABCC1	0,0	16	0,65	1,00	28,53	1,00
	0,5	16	3,20	4,92	30,16	1,06
	0,8	16	2,51	3,86	30,78	1,08

Fonte: Autora (2023).

7.7.3.3 CAABCC2

A comparação das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento de corpos de provas produzidos com mesmo consumo de cimento (CAABCC2) e mesmo diâmetro de barras foi realizada e está mostrada na Figura 7.24. A Figura 7.24a mostra o comportamento de modelos produzidos com barras de aço de 10 mm e a Figura 7.24b mostra o comportamento de modelos produzidos com barras de 16 mm.

Figura 7.24 – Curva tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos produzidos com CAABCC2 variando-se o teor de fibras de aço a) barra de aço de 10 mm e b) barra de aço de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Sobre o comportamento das curvas tensão de aderência *versus* deslizamento dos modelos produzidos com barra de aço de 10 mm e 16 mm, e analisando a Tabela 7.18 observa-se que os modelos com adição de fibras de aço alcançaram tensão última pouco acima dos valores dos modelos sem adição de fibras de aço em até 4%, relacionado ao deslizamento último, os concretos com de adição de fibras de aço apresentaram valores maiores que o apresentado pelas dosagens de referência, representando aumento de até 66%.

Tabela 7.18 – Comparação entre valores de deslizamento último e tensão última de aderência obtidos em ensaios compostos por CAABCC2, e barras de aço de 10 mm e 16 mm

Dosagem	Teor de Fibra	Diâmetro (mm)	δ_u (mm)	Relação	τ_u (MPa)	Relação
CAABCC2	0,0	10	0,70	1,00	28,83	1,00
	0,5	10	0,80	1,14	30,10	1,04
CAABCC2	0,0	16	0,70	1,00	27,03	1,00
	0,5	16	1,16	1,66	27,46	1,02

Fonte: Autora (2023).

7.8 Comparação entre os ensaios de aderência e as prescrições normativas para o cálculo de resistência de aderência

Foi realizada comparação entre os resultados experimentais dos ensaios de arrancamento com os valores obtidos por meio da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e CEB-FIB (2010), as formulações para obtenção dos valores por meio dessas normas foram indicadas na seção 4.5 do presente trabalho, e os critérios de cálculo de resistência de aderência indicados na seção 7.1.2.

Para realizar a comparação, foram utilizadas as tensões obtidas experimentalmente, consideradas: tensão média (τ_m); e a tensão última (τ_u). Ao calcular os valores por meio das formulações fornecidas pelas normas, considerou-se o coeficiente de ponderação da resistência do concreto γ_c de 1,4, e também se desconsiderou esse coeficiente.

A Tabela 7.19 mostra os valores calculados para a tensão de aderência pelas equações das normas considerando a resistência à compressão apresentada por cada concreto aos 28 dias.

Tabela 7.19 – Valores calculados por meio de formulações de normas em função do $f_{c,28}$

Concretos	ABNT NBR 6118:2014		CEB-FIB 2010	
	f_{bd}^* (MPa)	f_{bd}^{**} (MPa)	f_{b0}^* (MPa)	f_{b0}^{**} (MPa)
CAAR-0	4,59	6,42	2,04	2,85
CAAR-0,5	5,51	7,71	2,33	3,27
CAAR-0,8	4,71	6,59	2,16	3,02
CAABCC1-0	4,67	6,54	2,06	2,89
CAABCC1-0,5	4,85	6,79	2,24	3,13
CAABCC1-0,8	4,65	6,51	2,13	2,98
CAABCC2-0	4,79	6,71	2,20	3,08
CAABCC2-0,5	4,95	6,93	2,29	3,20
CAABCC2-0,8	4,70	6,58	2,15	3,01

*valor com γ_c de 1,4; **valor sem γ_c

Fonte: Autora (2023).

Nas Tabelas 7.120 e 7.21 são mostrados os valores de tensão média de aderência e tensão última de aderência obtidos experimentalmente durante essa pesquisa, comparados com a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e CEB-FIB (2010). A relação foi realizada pela divisão do valor experimentais com o valor calculado por meio das equações das normas indicadas.

Tabela 7.20 – Comparação valores experimentais de aderência e NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

Modelo	\varnothing	τ_m (MPa) Exp.	τ_m Exp./ NBR 6118 (2014)*	τ_m Exp./ NBR 6118 (2014)**	τ_u (MPa) Exp.	τ_u Exp./ NBR 6118 (2014)*	τ_u Exp./ NBR 6118 (2014)**
CAAR-0	10 mm	11,30	2,46	1,76	28,60	6,23	4,45
CAAR-0,5		11,80	2,14	1,53	27,73	5,03	3,60
CAAR-0,8		11,71	2,49	1,78	25,85	5,49	3,92
CAABCC1-0		13,01	2,79	1,99	26,84	5,75	4,10
CAABCC1-0,5		16,49	3,40	2,43	30,59	6,31	4,51
CAABCC1-0,8		15,30	3,29	2,35	28,22	6,07	4,33
CAABCC2-0		13,55	2,83	2,02	28,83	6,02	4,30
CAABCC2-0,5		12,17	2,46	1,76	30,10	6,08	4,34
Relação Média			2,73	1,95		5,87	4,19
CAAR-0	16 mm	10,28	2,24	1,60	27,47	5,98	4,28
CAAR-0,5		10,24	1,86	1,33	27,40	4,97	3,55
CAAR-0,8		11,36	2,41	1,72	27,46	5,83	4,16
CAABCC1-0		13,41	2,87	2,05	28,53	6,11	4,36
CAABCC1-0,5		15,36	3,17	2,26	30,16	6,22	4,44
CAABCC1-0,8		16,12	3,47	2,48	30,78	6,62	4,73
CAABCC2-0		15,53	3,24	2,31	27,03	5,64	4,03
CAABCC2-0,5		13,59	2,75	1,96	27,46	5,55	3,96
Relação Média			2,75	1,96		5,87	4,19

*valor com γ_c de 1,4; **valor sem γ_c

Fonte: Autora (2023).

Em relação à NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), observa-se que ao realizar-se a comparação com o τ_m , os valores experimentais podem ser até 3,47 vezes maior que os de cálculo, e apresenta relação média de 2,73 para barras de aço de 10 mm e 2,75 para barras de aço de 16 mm. Já considerando τ_u , o resultado experimental chega a 6,62 vezes o valor de cálculo, e apresenta relação média de 5,87 independente do diâmetro da barra de aço utilizada, os referidos índices indicam quão conservadora apresenta-se a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

Tabela 7.21 – Comparação valores experimentais de aderência e CEB-FIB (2010)

Modelo	\emptyset	τ_m (MPa) Exp.	τ_m Exp./ CEB (2010)	τ_m Exp./ CEB (2010)*	τ_u (MPa) Exp.	τ_u Exp./ CEB (2010)	τ_u Exp./ CEB (2010)*
CAAR-0	10 mm	11,30	5,55	3,97	28,60	14,05	10,04
CAAR-0,5		11,80	5,06	3,61	27,73	11,88	8,49
CAAR-0,8		11,71	5,42	3,87	25,85	11,97	8,55
CAABCC1-0		13,01	6,31	4,51	26,84	13,01	9,29
CAABCC1-0,5		16,49	7,38	5,27	30,59	13,68	9,77
CAABCC1-0,8		15,30	7,19	5,14	28,22	13,27	9,48
CAABCC2-0		13,55	6,16	4,40	28,83	13,10	9,35
CAABCC2-0,5		12,17	5,32	3,80	30,10	13,16	9,40
Relação Média			6,05	4,32		13,02	9,30
CAAR-0	16 mm	10,28	5,05	3,61	27,47	13,50	9,64
CAAR-0,5		10,24	4,39	3,13	27,40	11,74	8,39
CAAR-0,8		11,36	5,26	3,76	27,46	12,71	9,08
CAABCC1-0		13,41	6,50	4,64	28,53	13,83	9,88
CAABCC1-0,5		15,36	6,87	4,91	30,16	13,49	9,64
CAABCC1-0,8		16,12	7,58	5,41	30,78	14,47	10,34
CAABCC2-0		15,53	7,05	5,04	27,03	12,28	8,77
CAABCC2-0,5		13,59	5,94	4,24	27,46	12,01	8,58
Relação Média			6,08	4,24		13,00	9,29

*valor considerando γ_c de 1,4; **valor desconsiderando γ_c

Fonte: Autora (2023).

Com relação ao CEB-FIB (2010), observa-se que comparando-se o τ_m , os valores experimentais podem ser até 7,58 vezes maior que os de cálculo, e apresenta relação média de 6,05 para barras de aço de 10 mm e 6,08 para barras de aço de 16 mm. Já considerando τ_u , o resultado experimental chega a 14,05 vezes o valor de cálculo, e apresenta relação média de 13,02 para barras de aço de 10 mm e 13,00 para barras de aço de 16 mm. Esses índices indicam maior grau de conservadorismo dessa norma em relação à NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

Assim sendo, ressalta-se que os concretos estudados nessa pesquisa se apresentaram seguros para utilização em termos estruturais, ao apresentarem referidos desempenhos em relação à resistência de aderência, ainda que produzidos com reduzido teor de cimento na mistura.

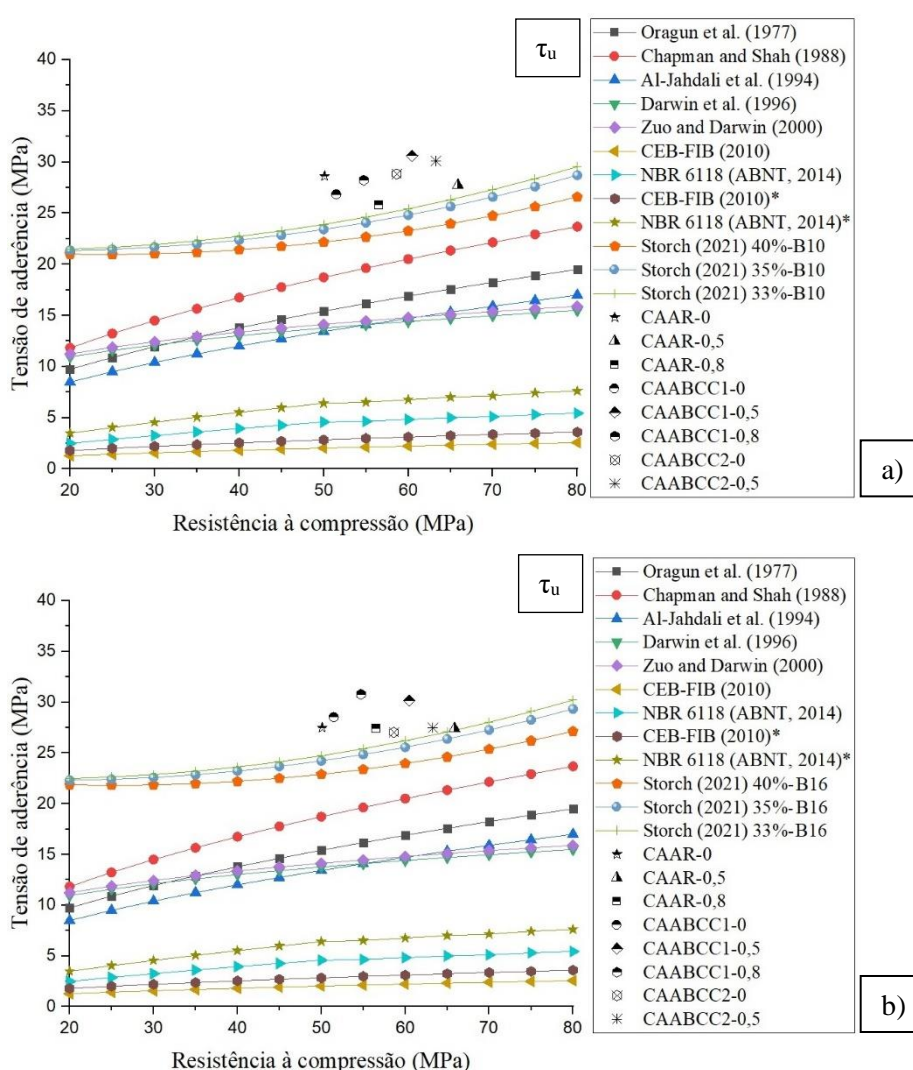
7.9 Comparação entre os resultados experimentais de resistência de aderência e os modelos teóricos

As formulações para previsão de resistência de aderência (ver Capítulo 4) encontradas na literatura e utilizadas nessa pesquisa para realizar a comparação com os resultados experimentais, focam em prever o valor de resistência última de aderência (τ_u), além de realizar

a comparação do valor de resistência última, também foi realizada comparação em relação à resistência média de aderência (τ_m) encontrada nos experimentos e os valores calculados com essas formulações e também com os valores calculados por meio das formulações apresentadas no item 7.2 produzidas nessa pesquisa.

A Figura 7.25 mostra a variação dos resultados de resistência de aderência última dos experimentos realizados nessa pesquisa em comparação aos valores obtidos por meio das formulações a depender da resistência à compressão.

Figura 7.25 – Variação do comportamento da resistência última de aderência em relação à resistência à compressão do concreto para ensaios de arrancamento das dosagens estudadas e as formulações de previsão de resistência de aderência a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Ao analisar a Figura 7.25, observa-se que todas as formulações subestimaram a resistência de aderência, o que se apresenta a favor da segurança. As formulações que apresentaram maior aproximação foram as produzidas durante essa pesquisa e apresentadas no

item 7.2. A Tabela 7.22 mostra as relações entre o τ_u experimental, e o τ_u calculado pelas formulações dos autores.

Tabela 7.22 – Comparação valores experimentais de aderência e autores

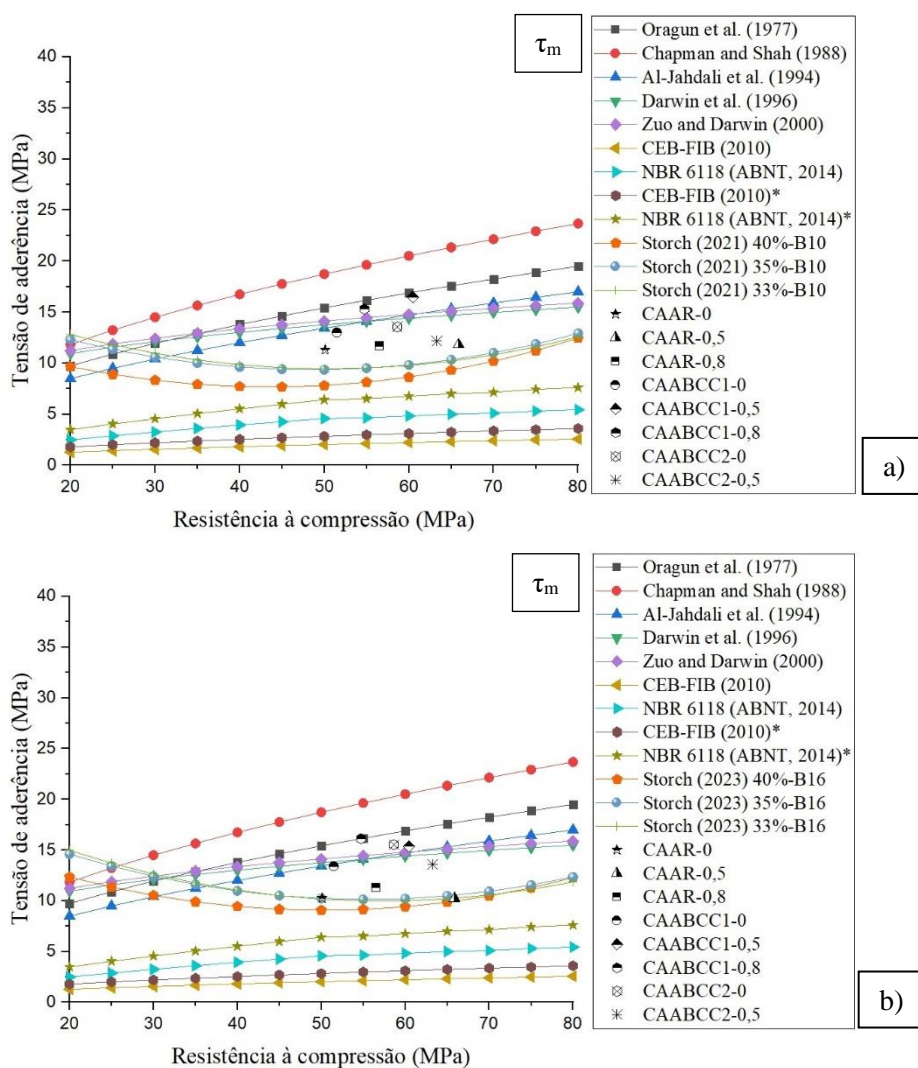
Modelo	\emptyset	τ_u (MPa) Exp.	τ_u Exp./ Oragun et al. (1977)	τ_u Exp./ Chapman and Shah (1988)	τ_u Exp./ Al-Jahdali et al. (MPa)	τ_u Exp./ Darwin et al. (1996)	τ_u Exp./ Zuo and Darwin et al. (2000)	τ_u Exp./ Autora (2023)
CAAR-0	10 mm	27,47	1,78	1,47	2,04	1,99	1,94	1,24
CAAR-0,5		27,40	1,55	1,28	1,78	1,86	1,81	1,14
CAAR-0,8		27,46	1,68	1,38	1,92	1,94	1,89	1,20
CAABCC1-0		28,53	1,82	1,50	2,09	2,06	2,00	1,21
CAABCC1-0,5		30,16	1,78	1,47	2,04	2,09	2,04	1,29
CAABCC1-0,8		30,78	1,91	1,57	2,19	2,19	2,13	1,36
CAABCC2-0		27,03	1,62	1,33	1,86	1,89	1,84	1,17
CAABCC2-0,5		27,46	1,58	1,30	1,82	1,88	1,83	1,06
Relação Média			1,71	1,41	1,97	1,99	1,93	1,21
CAAR-0	16 mm	28,60	1,85	1,53	2,13	2,08	2,02	1,25
CAAR-0,5		27,73	1,57	1,29	1,80	1,88	1,83	1,12
CAAR-0,8		25,85	1,58	1,30	1,81	1,82	1,77	1,10
CAABCC1-0		26,84	1,72	1,41	1,97	1,94	1,89	1,10
CAABCC1-0,5		30,59	1,80	1,49	2,07	2,12	2,06	1,19
CAABCC1-0,8		28,22	1,75	1,44	2,01	2,00	1,95	1,14
CAABCC2-0		28,83	1,73	1,42	1,98	2,01	1,96	1,11
CAABCC2-0,5		30,10	1,74	1,43	1,99	2,06	2,01	1,13
Relação Média			1,72	1,41	1,97	1,99	1,94	1,14

Fonte: Autora (2023).

É possível verificar que a formulação que mais subestimou a resistência última de aderência foi a apresentada por Darwin et al. (1996), além disso, observa-se o grau de aproximação dos resultados estimados pelas formulações indicadas nessa pesquisa com os valores obtidos experimentalmente.

A Figura 7.26 mostra a variação dos resultados de resistência de aderência média dos experimentos realizados nessa pesquisa em comparação aos valores obtidos por meio das formulações a depender da resistência à compressão.

Figura 7.26 – Variação do comportamento da resistência média de aderência em relação à resistência à compressão do concreto para ensaios de arrancamento das dosagens estudadas e as formulações de previsão de resistência de aderência a) barra de 10 mm e b) barra de 16 mm



Fonte: Autora (2023).

Ao realizar a análise da Figura 7.26, observa-se que houve melhor aproximação dos valores estimados com os resultados experimentais, exceto aqueles calculados por meio da formulação indicada por Chapman and Shah (1988). A melhor aproximação de valores com o experimental pode ser observada pela formulação apresentada por Darwin *et al.* (1996). A Tabela 7.23 mostra as relações entre o τ_m experimental, e o τ_m calculado pelas formulações dos autores.

Tabela 7.23 – Comparação valores experimentais de aderência e autores

Modelo	\emptyset	τ_m (MPa) Exp.	τ_m Exp./ Oragun n et al. (1977)	τ_m Exp./ Chapman and Shah (1988)	τ_m Exp./ Al-Jahdali et al. (MPa) (1996)	τ_m Exp./ Darwin et al. (1996)	τ_m Exp./ Zuo and Darwin et al. (2000)	τ_m Exp./ Autora (2023)
CAAR-0	10 mm	11,30	0,73	0,60	0,84	0,82	0,80	1,44
CAAR-0,5		11,80	0,67	0,55	0,77	0,80	0,78	1,25
CAAR-0,8		11,71	0,72	0,59	0,82	0,83	0,80	1,42
CAABCC1-0		13,01	0,83	0,69	0,95	0,94	0,91	1,39
CAABCC1-0,5		16,49	0,97	0,80	1,12	1,14	1,11	1,67
CAABCC1-0,8		15,30	0,95	0,78	1,09	1,09	1,06	1,61
CAABCC2-0		13,55	0,81	0,67	0,93	0,95	0,92	1,40
CAABCC2-0,5		12,17	0,70	0,58	0,81	0,83	0,81	1,21
Relação Média			0,80	0,66	0,92	0,92	0,90	1,42
CAAR-0	16 mm	10,28	0,67	0,55	0,76	0,75	0,73	1,13
CAAR-0,5		10,24	0,58	0,48	0,66	0,69	0,68	1,03
CAAR-0,8		11,36	0,69	0,57	0,80	0,80	0,78	1,23
CAABCC1-0		13,41	0,86	0,71	0,98	0,97	0,94	1,32
CAABCC1-0,5		15,36	0,91	0,75	1,04	1,06	1,04	1,50
CAABCC1-0,8		16,12	1,00	0,82	1,15	1,15	1,12	1,59
CAABCC2-0		15,53	0,93	0,77	1,07	1,08	1,06	1,55
CAABCC2-0,5		13,59	0,78	0,65	0,90	0,93	0,91	1,34
Relação Média			0,80	0,66	0,92	0,93	0,91	1,34

Fonte: Autora (2023).

De acordo com a Tabela 7.23, houve aproximação de em média 93% entre os valores experimentais e os valores calculados por meio dos modelos numéricos. Em relação ao modelo indicado na seção 7.2 dessa pesquisa, se mostrou conservador, o que era esperado em função do R^2 alcançado pelo modelo.

Entretanto, cabe ressaltar que as equações de previsão, exceto as de Storch (2023), não fazem diferenciação para o uso do τ_m e, isso pode ter acarretado a melhor aproximação dos resultados por Darwin et al. (1996).

8 CONCLUSÕES

Esse trabalho teve como objetivo contribuir para o desenvolvimento científico sobre o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço, sendo um estudo teórico-experimental e contou com a produção desse tipo de concreto bem como sua caracterização em estado fresco e endurecido, incluindo o ensaio de aderência por arrancamento da barra de aço. Além disso, dentre os objetivos específicos, destaca-se a proposta de uma formulação para previsão de resistência de aderência do CAABCC por meio de modelo de regressão. Por fim, são apresentadas sugestões para futuras pesquisas no assunto.

Baseando-se nos resultados obtidos, destacam-se seguintes conclusões:

8.1 Análise crítica da revisão bibliográfica

- Durante análise da revisão da bibliográfica sobre a produção de concreto autoadensável com baixo consumo de cimento e adições minerais, percebeu-se que essas pesquisas propuseram a redução do consumo de cimento por meio da substituição desse material por outros materiais ligantes. Esta pesquisa, por outro lado, conseguiu reduzir o consumo de cimento reduzindo o teor de materiais finos na mistura.
- Com relação ao cálculo do consumo relativo de cimento (C_{rc}), os valores obtidos pela literatura técnica, no geral, apresentaram valor médio de $5,49 \text{ kg.m}^{-1}.\text{MPa}^{-1}$ e, também, o consumo relativo de materiais ligantes (C_{rml}) que representou um valor médio de $8,93 \text{ kg.m}^{-1}.\text{MPa}^{-1}$, evidenciando que apesar de reduzir consumo de cimento, eleva-se o consumo de outros materiais em substituição.
- Foi realizado levantamento de pesquisas envolvendo concreto autoadensável reforçado com fibras de aço, notando-se que das pesquisas que indicaram ter realizado ensaio para avaliação dos concretos no estado fresco, a maioria apresentou apenas ensaio de espalhamento. O que demonstra a necessidade de estudo para indicar metodologia apropriada de avaliação desses concretos no estado fresco.

- No que se refere ao cálculo do consumo relativo de cimento (C_{rc}) das pesquisas que adicionaram fibras de aço ao CAA, estas apresentaram valor médio de $7,72 \text{ kg.m}^{-1}.\text{MPa}^{-1}$ e, também, o consumo relativo de materiais ligantes (C_{rml}) que apresentou um valor médio de $9,05 \text{ kg.m}^{-1}.\text{MPa}^{-1}$. É notável o aumento do valor médio do C_{rc} para concreto autoadensável reforçado com fibras de aço em relação à média obtida em pesquisas relacionadas ao CAA com baixo consumo de cimento e adições minerais.

8.2 Estudo sobre a dosagem dos concretos

- Levando-se em consideração que a metodologia de dosagem utilizada nessa pesquisa foi repetição da metodologia aplicada por Storch (2018) e Barboza (2018), pode-se concluir que a metodologia se mostrou consistente e de fácil aplicação para os concretos desenvolvidos, possibilitando bons resultados para a sua caracterização. Vale destacar que, a metodologia utilizada se valeu da retirada de cimento da mistura e não da substituição de cimento por outro material equivalente;
- A metodologia de ensaio aplicada na etapa “pasta” da dosagem dos concretos demonstrou-se efetivas, viabilizando a verificação de compatibilidade entre os materiais finos, fixação dos teores desses materiais e determinação de teor ótimo de superplastificante, material extremamente importante para a obtenção de CAA, tanto no quesito de redução de consumo de cimento quanto na adição de fibras de aço.
- Na etapa “agregados”, a utilização do ensaio de massa unitária no estado solto em diferentes proporções sem adensamento, apresentou-se fundamental para obter concreto autoadensável com baixo consumo de cimento, pois resulta em esqueleto granulométrico otimizado com menor índice de vazios, o que interfere diretamente na redução de consumo de pasta para produção de CAA e como consequência, na redução do consumo de cimento.
- No que tange à produção de concreto com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço, além do índice de vazios obtido no ensaio de massa unitária dos agregados, outro fator que influenciou fortemente foi o teor de fibras de aço na mistura. Nessa pesquisa, este foi o agente limitador de redução de consumo de

cimento, pois a utilização de fibras de aço na mistura gerou perda significativa na trabalhabilidade do CAA.

- Utilizando-se da metodologia de produção de CAA indicada por Gomes (2002), foi possível produzir um concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras com redução de até 17,97% de cimento para produzir 1 m³ de concreto, contando com adição de até 0,8% de fibras de aço na mistura.

8.3 Concretos no estado fresco

- Observou-se que os ensaios de Caixa-L e Funil-V não foram adequados para a verificação das propriedades do estado fresco do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço, pois a presença das fibras acarreta obstrução na região do aparelho que tem a presença de barras de aço, fato corroborado por outros autores que nem mencionam esses ensaios em suas pesquisas;
- Quanto maior a redução do teor de pasta e aumento do teor de fibras de aço na mistura, maior foi o consumo de aditivo superplastificante para garantir fluidez e trabalhabilidade ao concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço, tomando como base o ensaio de espalhamento;
- Todos os concretos apresentaram resultados dentro dos limites para o ensaio de espalhamento indicados pela NBR 15823-1:2017 (ABNT, 2017), o que torna possível classificá-los como concreto autoadensáveis, além de não haver indícios de segregação ou exsudação nas misturas.
- Com relação à dispersão de fibras de aço na mistura percebeu-se que houve distribuição uniforme no ensaio de espalhamento, entretanto, para maiores teores de fibra (0,8%), viu-se o início de formação de ninhos de fibra, por isso, o valor de 0,8% foi adotado como limite para a pesquisa.

8.4 Concretos no estado endurecido

- A resistência à compressão dos concretos foi avaliada em quatro idades distintas (7, 14, 28 e 91 dias) o que proporcionou uma análise do ponto de vista de ganho de

resistência à compressão com o tempo. Ao analisar a resistência à compressão em relação à redução do consumo de cimento, apesar de maior variação entre a comparação relativa dos resultados nas idades de 7 e 14 dias, aos 28 e 91 dias observou-se que a redução de consumo de cimento não afetou negativamente a resistência à compressão dos concretos.

- Ainda, a respeito da resistência à compressão, quando se trata do efeito de adição de fibras de aço nas dosagens, aos 7 e 14 dias, todas as dosagens com adição de fibras de aço apresentaram resultados acima dos resultados dos seus respectivos concretos de referência, esse aumento variou entre 3% e 48%. Aos 28 dias os resultados dos concretos com adição de fibras de aço apresentaram resultados entre 6% e 31% maiores que seus concretos de referência. Já aos 91 dias os concretos apresentaram resultados similares entre si. O fato dos concretos terem apresentado valores próximos para a resistência à compressão aos 91 dias, independente do consumo de cimento ou do teor de fibras de aço, pode se relacionar à reação pozolânica que contribui no aumento da resistência à compressão nas idades posteriores, pois, melhora a ligação entre pasta e agregados (ZHAO et al., 2015; RANJBAR et al., 2016).
- No tocante à resistência à tração na flexão, todos os concretos produzidos alcançaram resistência acima dos valores mínimos propostos pelo ACI 544 2R (2015) para concretos reforçados com fibras de aço. Notou-se ligeiro aumento de resistência à tração na flexão com a adição de fibras de aço. O maior ganho de resistência obtido foi a dosagem CAAR-0,8% que foi cerca de 12% maior que o CAAR-0. A redução de consumo de cimento não afetou negativamente a resistência à tração na flexão dos concretos ao comparar as dosagens com mesmo teor de fibras de aço na mistura, exceto o CAABCC2-0,5 e o CAABCC2-0,8 que apresentaram cerca de 10% a menos de resistência à tração na flexão em relação aos seus concretos de referência (CAAR-0,5 e CAAR 0,8).
- Para o módulo de elasticidade dinâmico, ao comparar concretos com mesmo teor de consumo de cimento e variação de teor de fibras de aço adicionados à mistura, concluiu-se que a adição de fibras de aço acarretou pouca diferença entre as dosagens, os aumentos mais pronunciados se referem ao CAABCC1-0,5 e CAABCC1-0,8 que foram 6% e 9% maiores que o CAABCC1-0, respectivamente. Em contrapartida, ao comparar dosagens com mesmo teor de fibras de aço

adicionado ao concreto e diferentes teores de cimento na mistura, os melhores resultados se referem ao CAABCC1-0,8 e CAABCC2-0,8 que foram 15% e 12% maiores que CAAR-0,8, respectivamente.

- Apesar de ter sido realizado apenas ensaio de um modelo por dosagem de concreto em relação ao módulo de elasticidade estático, observa-se que ao comparar com os respectivos resultados de módulo de elasticidade dinâmico, a variação entre os dois foi de no máximo 6%.
- Dessa forma, pode-se observar que, ainda tenha ocorrido a redução de até 17,97% de consumo de cimento, as propriedades mecânicas básicas citadas, não foram tiveram diferenças significativas quando comparados com os concretos de referência, o que torna viável a produção de concretos autoadensáveis com esta metodologia.

8.5 Indicadores de consumo de cimento e de materiais ligantes

- Tratando das dosagens de concreto sem adição de fibras de aço, o consumo relativo de cimento (C_{rc}) aos 28 dias, foram alcançados valores acima da média calculada por meio da Tabela 2.1, acima do que é indicado como índice baseado em Damineli *et al* (2010) de $5,0 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ e acima do que Storch (2018). Esse fato pode ser explicado pela utilização do cimento CP IV 32 RS, que é composto por maior volume de adições, e por consequência menor volume de clínquer. Porém, aos 91 dias o C_{rc} desses concretos alcançaram valores abaixo da média calculada por meio da Tabela 2.1 e do índice de $5,0 \text{ kg.m}^{-3}.\text{MPa}^{-1}$ apontado em Damineli *et al* (2010).
- No que se refere à concretos com adição de fibras de aço, alcançaram-se índices de C_{rc} abaixo daquele calculado por meio da Tabela 3.1, tanto para a idade de 28 dias como para a idade de 91 dias.
- Análise do consumo relativo de materiais ligantes (C_{rml}) também foi realizada. Todos os concretos alcançaram valores de C_{rml} abaixo da média calculada por meio das Tabelas 2.1 e 3.1, tanto para a idade de 28 dias como para a idade de 91 dias.
- A redução de consumo de cimento relativa à resistência à compressão obtida nos ensaios aponta redução de até 29,52% (CAABCC2-0).

8.6 Ensaio de aderência

- O ensaio de aderência por arrancamento da barra de aço mostrou-se como de fácil execução mesmo em relação ao concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço, desde a produção dos corpos de prova até a execução do ensaio.
- Conforme é esperado para a metodologia de ensaio de aderência utilizada, houve grande variabilidade nos resultados, principalmente se tratando de $\tau_{0,01}$ e $\tau_{0,1}$.
- As dosagens de concreto autoadensável, tanto a de referência como as com baixo consumo de cimento, sem adição de fibras de aço apresentaram ruptura por arrancamento da barra de aço. As dosagens com adição de fibras de aço, antes de romperem por arrancamento da barra de aço, mantiveram patamar em que a ligação entre barra de aço e concreto possuiu resistência suficiente para promover o escoamento da barra de aço. Esse comportamento ocorreu nos ensaios envolvendo barra de aço de 16 mm e alguns corpos de prova com barras de aço de 10 mm (com a presença de fibras de aço). Isso pode ser explicado com a maior superfície de contato da barra de aço com o concreto adjacente, que proporcionou maior valor para o atrito na interface.
- Em se tratando da redução de consumo de cimento, não houve prejuízos em relação ao comportamento de resistência de aderência ao comparar as dosagens sem adição de fibras de aço. Em relação às dosagens com adição de 0,5% e 0,8% de fibras de aço, essas apresentaram ligeira melhora na tensão última de aderência (entre 9% e 12%), exceto os corpos de prova da série CAABCC2-0,5-B16-RILEM, que apresentaram tensão última de aderência igual ao CAAR-0,5-B16-RILEM.
- Observou-se maior ductilidade no desenvolvimento do ensaio de aderência ao comparar corpos de prova com diâmetro da barra de aço de 16 mm em relação aos corpos de prova compostos por barras de aço de 10 mm. Ainda, em relação à adição de fibras de aço, pode-se observar uma melhora evidenciada da ductilidade nos resultados.

8.7 Proposta de modelo de previsão para a tensão de aderência

- Foram produzidos modelos de regressão para relacionar a resistência ao deslizamento com o diâmetro da barra de aço, resistência à compressão no dia do ensaio, comprimento de ancoragem e cobrimento de concreto para qualquer deslizamento e, também, foram produzidos modelos de regressão em que se fixou o deslizamento, sendo possível encontrar o valor da tensão de aderência para 0,01 mm, 0,1 mm, 1,0 mm, τ_u , τ_m e FM (modo de falha).
- A equação proposta em que foi possível obter a tensão de aderência para qualquer deslizamento (τ_δ) alcançou R^2 ajustado de 96,68%, o que indica o grau de precisão desse modelo. A equação para previsão de $\tau_{0,01}$ não alcançou bom resultado de R^2 (3,88%), o que pode ser explicado pela elevada variabilidade obtida nos ensaios, por depender do nível de adesão na ligação entre a barra de aço e o concreto. As equações para calcular $\tau_{0,1}$, τ_m e FM, alcançaram R^2 (38,11%, 48,14% e 30,91%, respectivamente), valores maiores em relação ao de $\tau_{0,01}$, porém, ainda com pouca precisão. As Equações de $\tau_{1,0}$ e τ_u , em contrapartida, resultaram em elevados R^2 (75,09% e 89,25%, respectivamente), tornando essas equações mais precisas em relação às de $\tau_{0,1}$, τ_m e FM.

8.8 Comparação dos resultados com formulações para previsão de propriedades mecânicas e da tensão de aderência

- Comparação entre os resultados experimentais de resistência à tração e as formulações normativas para cálculo dessa propriedade foi realizada, pode-se concluir que todas as formulações resultaram em valores abaixo dos alcançados experimentalmente, os resultados experimentais tiveram valores entre 12,5% e 51% superiores aos valores calculados. A formulação que mais se aproximou aos resultados foi a proposta por EHE (2011).
- Com relação à comparação entre os resultados experimentais de módulo de elasticidade e os valores calculados pelas formulações normativas, observou-se que a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) apresentou boa aproximação em relação aos resultados experimentais, seguido por CEB-FIB (2010). O EUROCODE (2004) foi

a formulação que apresentou valores mais conservadores em relação aos resultados experimentais.

- Relativo à tensão de aderência, ao se realizar a comparação dos resultados experimentais com valores obtidos por meio da utilização das formulações propostas pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e pelo CEB-FIB (2010), observou-se que esses códigos normativos apresentaram valores conservadores, subestimando a resistência de aderência alcançada pelos concretos desenvolvidos. A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) foi a que mais se aproximou dos resultados experimentais.
- Ao comparar a tensão última de aderência obtida experimentalmente com as formulações encontradas na literatura, constatou-se que todas subestimam a resistência última de aderência. A formulação que mais se aproximou dos resultados foi o modelo proposto nessa pesquisa (Storch, 2023). Cabe salientar que as equações de previsão sempre foram baseadas na medição da tensão última de aderência, salvo as equações propostas para obtenção da curva de tensão de aderência *vs.* deslizamento.
- Na comparação dos resultados da tensão média de aderência, apenas o modelo de Storch (2023) foi o que apresentou uma formulação para previsão de tensão média de aderência. O modelo apresentado por Storch (2023) se mostrou conservador, apresentando resultados cerca de 34% a 42% abaixo do que era esperado tendo em vista o R^2 alcançado pelo modelo. Isso pode ser explicado pela elevada variabilidade que $\tau_{0,01}$ exerce no cálculo da tensão média de aderência, que é uma média aritmética.

8.9 Considerações finais

Foi possível obter um concreto autoadensável com baixo consumo de cimento reforçado com fibras de aço por meio da metodologia utilizada.

Percebeu-se que o teor de fibras de aço interfere diretamente na trabalhabilidade do CAA, o que faz que, com maiores teores de fibras na mistura, haja a necessidade de se aumentar a quantidade de argamassa na mesma, o que aumenta o consumo de cimento, porém, isso não

significa que não seja possível reduzir o consumo de cimento para maiores teores de fibras na mistura, porém, não foi foco desta pesquisa.

Foi possível obter concretos com baixo consumo de cimento e adição de fibras de aço sem perda significativa de suas propriedades mecânicas quando comparados com os modelos de referência, o que significa que é possível a dosagem de concretos com a metodologia utilizada.

Vale salientar que não há uma metodologia clara para classificar se o concreto se enquadra como um concreto com baixo consumo de cimento por meio de órgãos regulamentadores e, por isso, um material sustentável ou que procura reduzir o consumo de recursos naturais.

Apesar de não haver ganhos significativos em relação à tensão de aderência, quando comparado com os modelos de referência, a adição de fibras resultou em aumento na ductilidade, de acordo com os resultados obtidos.

No tocante ao modelo de previsão de tensão de aderência por meio de modelo de regressão foi possível propor equações que apresentaram aproximação satisfatória para a tensão última de aderência, $\tau_{1,0}$ e para produção de curva tensão de aderência vs. deslizamento (τ_{δ}).

Com relação as comparações com formulações de previsão e os códigos normativos, percebeu-se resultados conservadores, o que evidencia a necessidade de uma atualização nos modelos de previsão para um melhor entendimento para o projeto estrutural.

Finalmente, a elaboração de concretos com baixo consumo de cimento é uma necessidade ambiental, tendo em vista os diversos trabalhos na área que focam a substituição de cimento por outro material, porém, este trabalho focou na retirada do cimento, promovendo um material mais sustentável. Ficou evidenciado que foi possível e viável a sua dosagem, sendo que são necessários mais estudos envolvendo outros tipos de cimento na tentativa de buscar reduções significativas de seu uso. Além disso, não foram conduzidos nesta pesquisa ensaios de durabilidade ou de propriedades físicas que são necessárias para caracterizar o concreto. Apesar do uso de fibra de aço, o teor utilizado não foi o suficiente para promover melhorias significativas nas propriedades mecânicas, porém, houve melhoria no comportamento dos ensaios de arrancamento.

8.10 Sugestões Para Trabalhos Futuros

Para dar continuidade ao estudo realizado, seguem algumas sugestões:

- Realizar estudos com as dosagens desenvolvidas nessa pesquisa que avaliam aspectos de durabilidade;
- Desenvolver e avaliar dosagens de concretos com baixo consumo de cimento produzidos com agregados reciclados;
- Realizar o estudo de dosagem de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento com reforço híbrido de fibras;
- Desenvolver estudo de dosagem de concreto autoadensável com substituição de cimento por outros materiais ligantes;
- Necessidade de se desenvolver uma classificação para os concretos com baixo consumo de cimento;
- Desenvolver equações de previsão de aderência e a atualização de modelos normativos existentes para os concretos da atualidade, com atendimento aos concretos que se enquadram como concretos com baixo consumo de cimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDALLAH, S; REES, D. W. A; GHAFAR, S. H; FAN, M. Understanding the effects of hooked-end steel fiber geometry on the uniaxial tensile behavior of self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 178, p. 484-494, 2018.

ABRISHAMBAF, A; BARROS, J. O. A; CUNHA, V. M. C. F; FRAZÃO, C. Time dependent behaviour of fibre pull-out in self-compacting concrete. **Cement and Concrete Composites**. v. 77, p. 14-28, 2017.

AKCAY, B; TASDEMIR, M. A. Performance evaluation of silica fume and metakaolin with identical finenesses in self compacting and fiber reinforced concretes. **Construction and Building Materials**. v. 185, p. 436-444, 2018.

ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos autoadensáveis**. 2006. 291 p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

ALSUBARI, B; SHAFIGH, P; JUMAAT, M. Z. Utilization of high-volume treated palm oil fuel ash to produce sustainable self-compacting concrete. **Journal of Cleaner Production**. v. 137, p. 982-996, 2016.

ALYAMAC, K. E; GHAFARI, E; INCE, R. Development of eco-efficient self-compacting concrete with waste marble powder using the response surface method. **Journal of Cleaner Production**. v. 144, p. 192-202, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318:2014** Reported by ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 408R-03** Reported by ACI COMMITTEE 408. Bond and Development of Straight Reinforcing Concrete. Farmington Hills, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R-96** Reported by ACI COMMITTEE 544. State-of-the-art report on fiber reinforced concrete. Farmington Hills, 1996.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1992). **ASTM C 1018**: Standard test method for flexural toughness and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading). In Annual Book of ASTM, 1992.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2015). **ASTM C 125-03**: Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates. Philadelphia, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS **ASTM C-215** “Dynamic Modulus of elasticity”. West Conshohocken, PA: ASTM, 2008.

ARDALAN, R. B; JOSHAGHANI, A; HOOTON, R. D. Workability retention and compressive strength of self-compacting concrete incorporating pumice powder and silica fume. **Construction and Building Materials**. v. 134, p. 116-122, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5738**: concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015. 9 p.

_____. **NBR 5739**: concreto – ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto — procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 7211**: agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro, 2022.

_____. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro, 2022.

_____. **NBR 7681-2**: calda de cimento para injeção. Parte 2: determinação do índice de fluidez e da vida útil – método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013. 4 p.

_____. **NBR 8522**: concreto - determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2021. 16 p.

_____. **NBR 11578**: Cimento Portland composto – especificação. Rio de Janeiro, 1991. 5 p.

_____. **NBR 12142**: Concreto – determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

_____. **NBR 15530**: fibras de aço para concreto – Especificações. Rio de Janeiro, 2019. 7 p.

_____. **NBR 15823**: concreto autoadensável. Rio de Janeiro, 2017. 11 p.

_____. **NBR 16697**: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2018.

_____. **NBR 16916**: agregado miúdo - determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. **NBR 16917**: agregado graúdo - determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. **NBR 16972**: agregados - determinação da massa unitária e do índice de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

_____. **NBR 17054**: agregados - determinação da composição granulométrica – método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

_____. **NBR NM 30**: agregado miúdo - determinação da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

_____. **NBR NM 45**: agregados: determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo: determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo: determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

_____. **NBR NM 248**: Agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

BALAGURU, P. N; SHAH, S. P. **Fiber reinforced cement composites**. USA. McGraw-Hill, 1992.

BARBOSA, M. T. G. **Avaliação do comportamento da aderência em concretos de diferentes classes de resistência**. 2001. 230 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

BARBOSA, M. T. G; FILHO, S. S. Investigation of Bond Stress in Pull Out Specimens with High Strength Concrete. **Global Journal of Researches in Engineering Civil and Structural Engineering**, v. 13, n. 3, p. 54-64, 2013.

BARBOZA, B. L. **Produção de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento e sua influência na aderência aço-concreto**. 2018. 236f. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

BARROS, A. R. **Avaliação do comportamento de vigas de concreto autoadensável reforçado com fibras de aço**. 2009. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2009.

BERNAL, J; REYES, E; MASSANA, J; LEÓN, N; SÁNCHEZ, E. Fresh and mechanical behavior of a self-compacting concrete with additions of nano-silica, silica fume and ternary mixtures. **Construction and Building Materials**. v. 160, p. 196-210, 2018.

BRASIL MINAS (2017). **Pó de calcário** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.brasilminas.net/calcario>>. Acesso em: 21 jun.2015.

CAETANO, L. F. **Estudo do Comportamento da Aderência de Elementos de Concreto Armado em Condições Extremas**. 2008. 178 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CASTRO, A. L. **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia dos concretos de alto desempenho**. 2007. 302 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

CASTRO, C. M. **Concreto de alto desempenho: estudo da aderência com a armadura sob ações repetidas**. 2002. 194 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos. 2002.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Bulletin d'Information no. 65**: CEB-FIB Model Code 2010, Paris, 2012.

CORREIA, V. C. **Estudo de influência de fibras e aço e de estribos no comportamento da ancoragem de barras**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos. 2012.

COUTO, I. A. **Análise teórica e experimental do comportamento da aderência entre o concreto e barras de fibra de vidro impregnada por polímero**. 2007. 141 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

DADSETAN, S; BAI, J. Mechanical and microstructural properties of self-compacting concrete blended with metakaolin, ground granulated blast-furnace slag and fly ash. **Construction and Building Materials**. v. 146, p. 658-667, 2017.

DAL MOLIN, D. C. C. (2005). Adições minerais para concreto estrutural. In: ISAIA, G. C. (ed.). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Cap. 12, p. 345-380.

DAVIES, R. **Bond Strength of Mild Steel in Polypropylene Fiber Reinforced Concrete (PFRC)**. 1981. Master's degree – Marquette University, Milwaukee, Wis., 1981.

DING, Y; LI, D; ZHANG, Y; AZEVEDO, C. Experimental investigation on the composite effect of steel rebars and macro fibers on the impact behavior of high performance self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 136, p. 495-505, 2017.

DING, X; ZHAO, M; ZHOU, S; FU, Y; LI, C. Statistical analysis and preliminary study on the mix proportion design of self-compacting steel fiber reinforced concrete. **Materials**. v. 12, p. 637-654, 2019.

DUMÊT, T. B. **Aderência de cordoalhas em concretos de alta resistência com e sem fibras de aço**. 2003. 330 p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

EFNARC. European federation of specialist construction chemicals and concrete systems **Specificacion and guidelines for self-compacting concrete**. EFNARC, 2005.

ESMAEILKHANIAN, B; KHAYAT, K. H; WALLESIK, O. H. Mix design approach for low-powder self-consolidating concrete: Eco-SCC—content optimization and performance. **Materials and Structures**. v. 50, p. 124-142, 2017.

FACCONI, L; MINELLI, F; PLIZZARI, G. Steel fiber reinforced self-compacting concrete thin slabs – Experimental study and verification against Model Code 2010 provisions. **Engineering Structures**. v. 122, p. 226–237, 2016.

FERGUNSON, P. M. **Reinforced concrete fundamentals**. Fourth Edition, John Wiley e Sons, ISBN: 0-471-01459-1, 1979. 724p.

FERNANDES, R. M. **A influência das ações repetidas na aderência aço-concreto**. 2000. 155 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. 248 f. Tese (Livre-Docência) Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil. São Paulo, 2011a.

FIGUEIREDO, A. D., **Concreto com Fibras**. In: ISAIA, G.C. (ed.). *Concreto: Ciência e Tecnologia*. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011b, v.2, p.1327-1365.

FRANÇA, V. H. **Aderência aço-concreto** – Uma análise do comportamento do concreto fabricado com resíduos de borracha. 2004. 128 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira, 2004.

FRAZÃO, C; CAMÕES, A; BARROS, J; GOLÇALVES, D. Durability of steel fiber reinforced self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 80, p. 155–166, 2015.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1995. 382 p.

GAJDA, J; ALSAMSAM, E. **Engineering Mass Concrete Structures**. Skokie/USA: Portland Cement Association, 2006. p. 7. (Professional Development Series).

GESOGLU, M; GUNEYISI, E; OZBAY, E. Properties of self-compacting concretes made with binary, ternary, and quaternary cementitious blends of fly ash, blast furnace slag, and silica fume. **Construction and Building Materials**. v.23, p. 1847-1854, 2009.

GHAVIDEL, R; MADANDOUST, R; RANJBAR, M. M. Reliability of pull-off test for steel fiber reinforced self-compacting concrete. **Measurement**. v. 73, p. 628–639, 2015.

GHASEMI, M; GHASEMI, M. R; MOUSAVI, S. R. Studying the fracture parameters and size effect of steel fiber-reinforced self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 201, p. 447-460, 2019.

GOLTERMANN, P; JOHANSEN, V; PALBOL, L. Packing of aggregates: an alternative tool to determine the optimal mix. **ACI Materials Journal**, No. 94, 1997. p. 435-443.

GOMES, P. C. C; BARROS, A. R. **Métodos de dosagem de concreto autoadensável**. 1 ed. São Paulo: PINI, 2009, 165 p.

GOMES, P. C. C. **Optimization and characterization of high strength self-compacting concrete**. 2002. 150 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.

GOMES, P. C. C; GETTU, R; AGULLÓ, L. **Uma nova metodologia para obtenção de concreto autoadensável de alta resistência com aditivos minerais**. In: IMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 5., 2003, São Paulo. **Anais...** São Paulo: USP, 2003.

GRACE (2017). **Aditivos para concreto**. Disponível em:
<https://api.aecweb.com.br/cls/catalogos/grace/adva_cast525.pdf> Acesso em: 19 novembro, 2020.

HARAJLI, M. H.; HOUT, M.; JALKH, W. (1995). Local bond stress-slip behavior of reinforced bars embedded in plain and fiber concrete, **ACI Materials Journal**, v.92, n.4, p.343-354.

HASPARYK, N. P.; LOPES, A. N. P.; ANDRADE, M. A.S.; SANTOS, S. B. (2005). Deformação por Retração e Fluência. In. ISAIA, G. C. (ed.). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Cap. 22, p. 654-685.

HUANG, Z; ENGSTRON, B; MAGNUSSON, J. Experimental investigation of the bond and anchorage behavior of deformed bars in high strength concrete. In: International Symposium on Utilization of High-Strength/High Performance Concrete, 4, 1996, Paris. **Proceedings...** Paris, 1996. v.3, p.29-31.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (JSCE). **JSCE SF4**: Method of tests for flexural strength and flexural toughness of steel fiber reinforced concrete. Part III-2 Method of tests for steel fiber reinforced concrete. Japan, 1984.

JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING (JSCE). **JSCE SF5**: Method of tests for compressive strength and compressive toughness of steel fiber reinforced concrete. Japan, 1984.

JARAMILLO, C. A. A. Reduced of self-consolidating concrete made with various admixture combinations. Edição: O. Wallevik and I. Nielsson. In: **INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE**, 3st, 2003, Reykjavik. Proceedings... France: RILEM Publications, 2003, p.240-250.

JASIUNIENE, E; CICENAS, V; GRIGALIUNAS, P; RUDZIONIS, Z; NAVICKAS, A. A. Influence of the rheological properties on the steel fiber distribution and orientation in self-compacting concrete. **Materials and Structures**. v. 51, p, 103-117, 2018.

KHODAIR AND BOMMARED 2017

KOEHLER, E. P. FOWLER, D. W. **Aggregates in Self-Consolidating Concrete**. Final Report - ICAR Project 108. Austin: International Center for Aggregates Research (ICAR), 2007.

LAMIDE, J. A; MOHAMED, R. N; RAHMAN, A. B. A. Experimental results on the shear behaviour of steel fibre self-compacting concrete (SFSCC) beams. **Jurnal Teknologi**. v. 11, p. 103-111, 2016.

LE, H. T; LUDWIG, H. M. Effect of rice husk ash and other mineral admixtures on properties of self-compacting high-performance concrete. **Materials and Design**. v. 89, p. 156-166, 2016.

LEITE, A. M. **Avaliação do uso da macrofibra polimérica na composição de concreto para fins estruturais**. 2018. 257 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil (Estruturas)) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

LEONHARDT, F; MÖNNING, E. **Construções de concreto: Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. 305 p.

LONG, G; GAO, Y; XIE, Y. Designing more sustainable and greener self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v.84, p. 301-306, 2015.

LONG, W. J; GU, Y; LIAO, J; XING, F. Sustainable design and ecological evaluation of low binder self-compacting concrete. **Journal of Cleaner Production**. v. 167, p. 317-325, 2017.

LU, Y; LIU, Z; LI, W. Behavior of steel fibers reinforced self-stressing and self-compacting concrete-filled steel tube subjected to bending. **Construction and Building Materials**. v. 156, p. 639-651, 2017.

MA, K; FENG, J; LONG, G; XIE, Y, CHEN, X. Improved mix design method of self-compacting concrete based on coarse aggregate average diameter and slump flow. **Construction and Building Materials**. v. 143, p. 566-573, 2017.

MACCAFERRI (2019). **Fibra de aço** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<https://www.maccferri.com/br/produtos/fibras/fibras-wirand/>>. Acesso em: maio 2019.

MAHAPATRA, C. K; BARAI, S. V. Hybrid fiber reinforced self-compacting concrete with fly ash and colloidal nano silica: A systematic study. **Construction and Building Materials**. v. 160, p. 828-838, 2018.

MAHAPATRA, C. K; BARAI, S. V. Sustainable self-compacting hybrid fiber reinforced concrete using waste materials. **Structural Concrete**. p. 1-10, 2018.

MASTALI, M; DALVAND, A. Use of silica fume and recycled steel fibers in self-compacting concrete (SCC). **Construction and Building Materials**. v. 125, p. 196-209, 2016.

MASTALI, M; DALVAND, A; SATTARIFARD, A. R; ILLIKAINEN, M. Development of eco-efficient and cost-effective reinforced self-consolidation concretes with hybrid industrial/recycled steel fibers. **Construction and Building Materials**. v. 166, p. 214-226, 2018.

MATOS, P. R; FOIATO, M; PRUDÊNCIO JUNIOR, L. R. Ecological, fresh state and long-term mechanical properties of high-volume fly ash high-performance self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 203, p. 282-293, 2019.

MATOS, P. R; PRUDÊNCIO JUNIOR, L. R; OLIVEIRA, A, L; PELISSER, F; GLEIZE, P. J P. Use of porcelain polishing residue as a supplementary cementitious material in self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 193, p. 623-630, 2018.

MEHTA, P. K.; AİTCIN, J.-C. Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement & Concrete Aggregates**, Philadelphia: American Society for Testing Materials, p. 70-78, winter 1990.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2.ed. São Paulo: IBRACON, 2014.

MELO, K. A. **Contribuição à dosagem de concreto autoadensável com adição de fíler calcário**, 2005, 183 p. Dissertação - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

MICHAEL, H; YOSHITAKA, K. An assessment framework based on social perspectives and analytic hierarchy process: a case study on sustainability in the Japanese Concrete industry. **Journal of Engineering and Technology Management**. v. 28, 300-316, 2011.

NAVDEEP, S.; SINGH, S.P. Carbonation and electrical resistance of self compacting concrete made with recycled concrete aggregates and metakaolin. **Construction and Building Materials**. v. 121, p. 400-409, 2016.

NEPOMUCENO, M. C. S; PEREIRA, L. A. O; LOPES, S. M. R. Methodology for the mix design of self-compacting concrete using different mineral additions in binary blends of powders. **Construction and Building Materials**. v. 64, p. 82-94, 2014.

NEVILLE, A. M; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2013. 448 p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 5 ed. Porto Alegre: Bookman. 2016. 888 p.

NGUYEN, H. A; CHANG, T. P; SHIH, J. Y; CHEN, C. T; NGUYEN T. D. Engineering properties and durability of high-strength self-compacting concrete with no-cement SFC binder. **Construction and Building Materials**. v. 106, p. 670-677, 2016.

NUNES, S. C. B. **Betão auto-compactável: tecnologia e propriedades**. 2001. 198 p. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2001.

OKAMURA, H. **Self-compacting high-performance concrete**. **Concrete International**. Vol. 19, n. 7, 1997. p. 50-54.

OKEH, C. A. O; BEGG, D. W; BARNETT, S. J; NANOS, N. Behavior of hybrid steel fiber reinforced self-compacting concrete using innovative hooked-end steel fibers under tensile stress. **Construction and Building Materials**. v. 202, p. 753-761, 2019.

OLIVEIRA, I.R.; STUDART, A. R.; PILEGGI, R. G.; PANDOLFELLI, V.C. (2000). **Dispersão e empacotamento de partículas: princípios e aplicações em processamento cerâmico**. São Paulo: Fazendo Arte Editorial, 2000. 195 p.

OUCHI, M.; OZAWA, K.; OKAMURA, H. **Development of a simple self-compactability testing method for acceptance at job site**. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON CONCRETE STRUCTURE, 1996.

PELISSER, F; VIEIRA, A; BERNARDIN, A. M. Efficient self-compacting concrete with low cement consumption. **Journal of Cleaner Production**. v. 175, p. 324-332, 2018.

PEREIRA, T. A. C. **Concreto autoadensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã ou rocha ou poliamida.** 2010. 281 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PETERSSON, Ö.; BILLBERG, R; VAN, B. K. A model for self-compacting concrete. In: **International Rilem Conference on Proportioning Methods And Workability Of Concrete.** BARTOS, P. J. M.; MARRS, D. L ; CLEAND, D. J. (eds.). E & FN Spon, p. 483-492, 1996.

PONIKIEWSKI, T; KATZER, J. X-ray computed tomography of fiber reinforced self-compacting concrete as a tool of assessing its flexural behavior. **Materials and Structures.** v. 49, p. 2131-2140, 2016.

RANJBAR, N; BEHNIA, A; ALSUBARI, B; BIRGANI, P. M; JUMAAT, M. Z. Durability and mechanical properties of self-compacting concrete incorporating palm oil fuel ash. **Journal of Cleaner Production.** v. 112, p. 723-730, 2016.

REBMANN, M. S. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento Portland e alta resistência.** 2011. 211 p. Dissertação (Mestrado) –Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

REPETTE, W. L., **Concreto Autoadensável.** In: ISAIA, G.C. (ed.). **Concreto: Ciência e Tecnologia.** São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1769-1806.

REPETTE, W. L. Concretos de última geração: presente e futuro. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Org.). **Concreto - Ensino, Pesquisa e Realizações.** São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto, v. 2, p. 1509-1550, 2005.

ROSALES, Y. M. **Análise Numérico-Experimental do Comportamento de Aderência Aço-Concreto.** 2016. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília , Brasília, 2016.

ROSSI, N. **Resistência de Aderência Concreto-Aço:** Efeitos da resistência à compressão do concreto e do comprimento de aderência. 2002. 177 p. Dissertação (Mestrado) –Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2002.

RILEM-FIP-CEB. Bond test for reinforced steel: 1–Beam test (7-II-28 D). 2-Pullout test (7-II-128): Tentative recommendation. RILEM Journal Materials and Structures, Vol. 6, No. 32, Março-abril, 1973, 96-105 p.

SAAK, W. A.; JENNINGS, H. M.; SHAH, S. R Characterization of the rheological properties of fresh paste for use in self-compacting concrete. In: **FIRST INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE.** (Estocolmo, Suécia), KARENDAHL, A. (ed.), p. 321-332, 1999.

_____. New methodology for designing self-compacting concrete, **ACI Materials Journal,** v. 94, n. 6, p. 429-439, 2001.

SALEHIAN, H; BARROS, J. A. O. Assessment of the performance of steel fibre reinforced self-compacting concrete in elevated slabs. **Cement & Concrete Composites**. v. 55, p. 268–280, 2015.

SANTANA, I. V. **Estudo da influência das fibras metálicas no comportamento da aderência entre barras de aço e concretos de diferentes classes de resistência**. 2014. 246p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

SIDDIQUE, R; KAUR, G; KUNAL. Strength and permeation properties of self-compacting concrete containing fly ash and hooked steel fibers. **Construction and Building Materials**. v. 103, p. 15-22, 2016.

SILVA, F. G. **Estudo de concreto de alto desempenho frente à ação de cloretos**. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SILVA, M. A; PEPE, M; ANDRADE, R. G. M; PFEIL, M. S; TOLEDO FILHO, R. D. Rheological and mechanical behavior of high strength steel fiber-river gravel self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 150, p. 606-618, 2017.

SIMPLÍCIO, M. A. S. **Estudo sobre a aderência entre barras de aço e concreto reforçado com fibras**. 2008. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2008.

SNIC – Sindicato Nacional de Indústria do Cimento. **Relatório anual de 2021**. Rio de Janeiro: SNIC, 2022. 48 p.

STORCH, I. S.; BARBOZA, L. S.; ALMEIDA FILHO, F. M.; **Influência do Volume de Pasta no Comportamento do Concreto Autoadensável**. Bento Gonçalves. Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto, Outubro-Novembro, 2017.

STORCH, I. S. **Estudo sobre aderência entre barras de aço e concreto autoadensável com baixo consumo de cimento**. 2018. 170 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

SU, N.; HSU, K. C.; CHAI, H. W. A simple mix design method for self-compacting concrete. in: *Cement and Concrete Research*, n. 31, p. 1799-1807, 2001.

TECNOSIL. **Sílica Ativa** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<https://www.tecnosilbr.com.br/silica-ativa/>>. Acesso em: fevereiro de 2020.

TUTIKIAN, B.F; DAL MOLIN, D. C. **Concreto autoadensável**. São Paulo: Pini, 2008. 140 p.

TUTIKIAN, B, F. **Método para dosagem de concretos autoadensáveis**. 2004. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2004.

VELASCO, R. V. **Concretos auto-adensáveis reforçados com elevadas frações volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, físicas, mecânicas e térmicas**. 2008. 388f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

XARGAY, H; FOLINO, P; SAMBATARO, L; ETSE, G. Temperature effects on failure behavior of self-compacting high strength plain and fiber reinforced concrete. **Construction and Building Materials**. v. 165, p. 723-734, 2018.

YAZICI, H. The effect of silica fume and high-volume Class C fly ash on mechanical properties, chloride penetration and freeze thaw resistance of self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 22, p. 456-462, 2008.

YEHIA, S; DOUBA, A; ABDULLAHI, O; FARRAG, S. Mechanical and durability evaluation of fiber-reinforced self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**. v. 121, p. 120-133, 2016.

ZHANG, X; RUIZ, G; TARIFA, M; CENDÓN, D; GÁLVEZ, F; ALHAZMI, W. H. Dynamic fracture behavior of steel fiber reinforced self-compacting concretes (SFRSCCs). **Materials**. v. 10, 1270-1286, 2017.

ZHAO, H; SUN, W; WU, X; GAO, B. The properties of the self-compacting concrete with fly ash and ground granulated blast furnace slag mineral admixtures. **Journal of Cleaner Production**. v. 95, p. 66-74, 2015.

ZUO, W; LIU, J; TIAN, Q; XU, W; SHE, W; FENG, P; MIAO, C. Optimum design of low-binder Self-Compacting Concrete based on particle packing theories. **Construction and Building Materials**. v. 163, p. 938-948, 2018.