

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

**ESTUDO SOBRE ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E
CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM BAIXO CONSUMO DE
CIMENTO**

Izabella Sant'Ana Storch

São Carlos
2018

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

**ESTUDO SOBRE ADERÊNCIA ENTRE BARRAS DE AÇO E
CONCRETO AUTOADENSÁVEL COM BAIXO CONSUMO DE
CIMENTO**

Izabella Sant'Ana Storch

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

São Carlos
2018



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

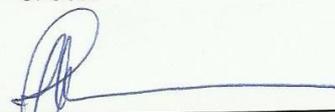
Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

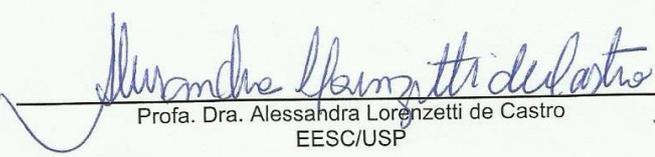
Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Dissertação de Mestrado da candidata Izabella Sant'Ana Storch, realizada em 02/03/2018:



Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho
UFSCar



Profa. Dra. Fernanda Giannotti da Silva Ferreira
UFSCar



Profa. Dra. Alessandra Lorenzetti de Castro
EESC/USP

À minha família.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, por ter tanta paciência comigo, e mesmo sem merecer me deu mais do que sonhei um dia.

À minha mãe exemplo de força, por nunca medir esforços em cuidar de mim e me educar, à minha irmã e sobrinha, por sempre apoiarem, ao meu pai.

Ao Professor Fernando Menezes de Almeida Filho pela orientação, paciência, aquele que prontamente me indicou um caminho por onde seguir.

Ao Professor Artur Lenz Sartorti, que sempre acreditou em mim, mesmo quando eu ainda nem imaginava o que poderia realizar. Obrigada pela mentoria, amizade, pelo apoio no Laboratório e por sempre estar disposto a ajudar.

Aos amigos que ao longo da jornada estiveram ao meu lado, suportando comigo as dificuldades, dividindo as conquistas e alegrias, vocês foram excepcionais (Joslaine Dobelin, Gabriela Kuhl, Jéssica Crespo, Renan Murari, Naellyte Vieira, Éber Souza, Mariana Souza, Pedro Alípio, Isabele Neves, Gisele Neves, Raphaella Santis e Bianca Sanchez).

Ao colega Lucas Barboza, por dividir comigo material e conhecimento, por apoiar sempre, sua ajuda foi de extrema importância, obrigada!

Às Professoras Dra. Alessandra Lorenzetti de Castro e Dra. Fernanda Giannotti da Silva Ferreira por todo apoio, pelo conhecimento compartilhado.

Ao técnico de laboratório Andrews Magaieski e aos bolsistas do UNASP em especial Cassio e Bruno que sempre ajudaram durante a fase experimental, sem vocês não teria conseguido.

Ao Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UFSCar pela oportunidade e todo o apoio dado durante essa pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo financiamento da bolsa de estudos durante o Mestrado.

Ao UNASP pela ótima base que me deu durante a graduação e por abrir as portas novamente quando solicitei realizar minha pesquisa experimental em seu Laboratório.

Obrigada a todos, que de alguma forma, auxiliaram para a realização dessa pesquisa.

Agradeço a Grace e Tecnosil pelo material doado.

“Os homens podem estar sempre a
pesquisar, sempre a aprender, e ainda
há, para além, o infinito.”

(Ellen G. White)

RESUMO

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.

O consumo de cimento à nível mundial aumenta gradativamente, portanto, também cresce a degradação ao meio ambiente que a construção civil gera. Nesse cenário, surge a busca pela racionalização dos materiais. O concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAABCC) parte do conceito de viabilizar sustentabilidade na construção civil, pois proporciona longevidade das jazidas de matéria-prima e redução na emissão de CO₂. Ser autoadensável confere a esse concreto características em seu estado fresco, tais como: resistência à segregação, habilidade de passagem, fluidez e trabalhabilidade. Com o objetivo de verificar a utilização do CAABCC como concreto estrutural, essa pesquisa avalia a influência do baixo consumo de cimento em relação ao comportamento da aderência entre a barra de aço e o concreto. Assim sendo, esta pesquisa caracteriza-se como um estudo teórico-experimental da aderência aço-concreto. Para este estudo foram realizados ensaios do tipo arrancamento seguindo o modelo indicado pela RILEM-FIP-CEB (1973). Como variáveis estudadas, tem-se: o concreto, em que se comparou o comportamento de aderência entre o concreto autoadensável de referência (CAAR) com 434,06 kg/m³ de cimento em sua composição e o CAABCC, sendo utilizadas três dosagens de CAABCC com redução de 17,5%, 20% e 25% de cimento em sua composição, em relação ao CAAR e, o diâmetro da barra de aço (10 mm e 16 mm). Comparou-se também, os resultados desses ensaios de aderência com a previsão de aderência por formulações de alguns códigos normativos e modelos teóricos empregadas na literatura técnica-científica. De acordo com os resultados, o comportamento de aderência dos CAABCC foi similar ou superior ao CAAR, ou seja, a redução do consumo de cimento na composição do concreto não influenciou negativamente a resistência de aderência, bem como as demais propriedades mecânicas principais (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade dinâmico e estático). Com relação aos modelos teóricos, não houve uma convergência dos resultados satisfatória, demonstrando a necessidade de maiores estudos para se prever teoricamente o comportamento da tensão de aderência.

Palavras-chave: Aderência. Arrancamento. Sustentabilidade. Concreto Autoadensável. Baixo Consumo de Cimento.

ABSTRACT

STORCH, I. S. **Study of the bond between steel bars and self-compacting concrete with low cement consumption.** 2018. 170 p. Dissertation (Master Degree) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

Cement consumption at global level increases gradually, so too grows the environmental degradation that the construction generates. In this scenario, the search for rationalization of materials becomes important. Self-compacting concrete with low consumption of cement (SCCLCC) part of the concept to achieve sustainability in construction, as it provides longevity of deposits of raw materials and reduction in emission of CO₂. Being self-compacting, confers on this concrete characteristics in its fresh state, such as: resistance to segregation, passing ability, fluidity and workability. In order to check the use of SCCLCC as a structural concrete, this research assessing the influence of low cement consumption in relation to the bond behavior between steel bar and concrete. Therefore, this research is characterized as a theoretical and experimental study of steel-concrete bond, using SCLCC. For this study, tests were performed with pullout test following the model shown by RILEM-FIP-CEB (1973). The variables studied were: the concrete, which compared the bond behavior between reference self-compacting concrete (RSCC) and the SCCLCC, being used three doses SCCLCC with reduction of 17.5%, 20,0% and 25,0% of cement in relation to the reference concrete and, the steel bar diameter (10 mm and 16 mm). Also, compared the results of bond behavior with bond forecast for formulations of some regulatory codes and theoretical models employed in the literature scientific technique. According to the results, the bond behavior of the SCCLCC was similar or superior to the RSCC, reduced consumption of cement in concrete composition did not influence negatively the bond behavior, as well as other mechanical properties. Regarding theoretical models, there was no satisfactory convergence of the results, demonstrating the need for further studies to predict theoretically the behavior of the bond tension.

Keywords: Bond. Pull-out Test. Sustainability, Self-compacting Concrete. Low Cement Consumption.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|-----|
| Figura 2.1 - Consumo anual brasileiro de cimento..... | 23 |
| Figura 2.2 - Emissões brutas de CO ₂ por tonelada de produtos cimentícios..... | 24 |
| Figura 2.3 - Taxa de liberação de calor de uma pasta de cimento Portland..... | 28 |
| Figura 2.4 - Influência do consumo de cimento sobre a retração inicial..... | 30 |
| Figura 2.5 - Influência da relação a/c e do teor de agregado na retração por secagem..... | 31 |
| Figura 2.6 - Representação da zona de transição e da matriz da pasta de cimento no concreto..... | 33 |
| Figura 3.1 - Equipamento para ensaio de espalhamento (dimensões em mm)..... | 48 |
| Figura 3.2 - Equipamento para o ensaio Funil-V (dimensões em mm)..... | 49 |
| Figura 3.3 - Equipamento para o ensaio Caixa-L (dimensões em mm)..... | 50 |
| Figura 3.4 - Equipamento para o ensaio Tubo-U (dimensões em mm)..... | 51 |
| Figura 3.5 - Equipamento para o ensaio Anel-J (dimensões em mm)..... | 52 |
| Figura 3.6 - Equipamento para o ensaio coluna de segregação (dimensões em mm)..... | 53 |
| Figura 3.7 - Diagrama que descreve o método de dosagem..... | 56 |
| Figura 3.8 - Passos do método de dosagem de Tutikian e Dal Molin..... | 57 |
| Figura 4.1 - Aderência por adesão..... | 60 |
| Figura 4.2 - Aderência por atrito..... | 61 |
| Figura 4.3 - Aderência mecânica..... | 61 |
| Figura 4.4 - Transferência de esforços por aderência..... | 62 |
| Figura 4.5 - Fendilhamento longitudinal do concreto..... | 63 |
| Figura 4.6 - Influência da posição da barra na concretagem..... | 65 |
| Figura 4.7 - Tensões principais no ensaio de arrancamento padrão..... | 67 |
| Figura 4.8 - Comportamento da resistência de aderência e do deslizamento no ensaio de arrancamento..... | 68 |
| Figura 4.9 - Corpo de prova para o ensaio de arrancamento..... | 68 |
| Figura 4.10 - Ensaio de arrancamento com corpo de prova cilíndrico..... | 69 |
| Figura 4.11 - Prisma para o ensaio de arrancamento segundo a REHM (1979)..... | 69 |
| Figura 4.12 - Esquema de modelo de ensaio de duplo arrancamento..... | 70 |
| Figura 4.13 - Características do ensaio de viga..... | 71 |
| Figura 4.14 - Ensaio de extremidade de viga..... | 72 |
| Figura 4.15 - Ensaio de tirantes de concreto..... | 72 |
| Figura 4.16 - Relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento..... | 76 |
| Figura 4.17 - Curva do modelo Huang <i>et al.</i> (1996)..... | 78 |
| Figura 4.18 - Relação tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento..... | 81 |
| Figura 5.1 - Fluxograma das etapas seguidas no desenvolvimento da pesquisa..... | 84 |
| Figura 5.2 - Curva granulométrica do agregado miúdo..... | 87 |
| Figura 5.3 - Curva granulométrica do agregado graúdo..... | 88 |
| Figura 5.4 - Materiais utilizados na composição dos concretos..... | 89 |
| Figura 5.5 - a) Funil Marsh utilizado no ensaio; b) argamassadeira utilizada para mistura dos materiais..... | 91 |
| Figura 5.6 - Modelo para determinação do ponto de saturação do superplastificante..... | 92 |
| Figura 5.7 - Instrumentos para realização do ensaio de miniabatimento..... | 93 |
| Figura 5.8 - Ensaio de caracterização do concreto no estado fresco; a) espalhamento b) Caixa-L; c) Funil-V..... | 97 |
| Figura 5.9 - Corpos de prova submetidos a cura por submersão em água..... | 98 |
| Figura 5.10 - Corpo de prova submetido ao ensaio de compressão..... | 99 |
| Figura 5.11 - Corpo de prova submetido ao ensaio de tração por compressão diametral..... | 100 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.12 - Corpo de prova posicionado e sendo solicitado para o ensaio | 101 |
| Figura 5.13 - Ensaio de módulo de elasticidade estático..... | 102 |
| Figura 5.14 - Tubo PVC para garantir o comprimento não aderente | 103 |
| Figura 5.15 - Dimensões do modelo de arrancamento com barra de 10 e 16 mm | 103 |
| Figura 5.16 - Formas para produção dos corpos de prova de arrancamento | 104 |
| Figura 5.17 - Corpo de prova e instrumentação dos ensaios de arrancamento | 105 |
| Figura 5.18 – Esquema do ensaio de arrancamento | 106 |
| Figura 6.1 - Curva “logaritmo do tempo de escoamento <i>versus</i> teor de SP” para a/c 0,4..... | 110 |
| Figura 6.2 - Ponto de saturação do SP para pasta com 40% de fíler calcário | 111 |
| Figura 6.3 - Ensaio de miniabatimento para relações a/c =0,4 AS/C=0,1..... | 112 |
| Figura 6.4 - Empacotamento dos agregados..... | 113 |
| Figura 6.5 - a) Concreto sem adição de água para absorção; b) Concreto após adição de água de absorção; c) concreto ensaio de abatimento; d) detalhe do ensaio de abatimento..... | 115 |
| Figura 6.6 - Concretos nos ensaios de: a) e b) Tubo U; b) Caixa-L; e c) Funil-V | 116 |
| Figura 6.7 - a) Espalhamento da primeira tentativa de dosar concreto com 29% de volume de pasta; b) segunda tentativa de dosar concreto com 29% de pasta | 117 |
| Figura 6.8 - Concretos após ensaio de espalhamento..... | 117 |
| Figura 6.9 - Massa específica do concreto na condição saturada superfície seca | 119 |
| Figura 6.10 - Resistência à compressão aos 28 dias..... | 120 |
| Figura 6.11 - Evolução da resistência à compressão com a idade dos concretos estudados .. | 122 |
| Figura 6.12 - Resistência à tração aos 28 dias | 123 |
| Figura 6.13 - Evolução da resistência à tração por compressão diametral dos concretos estudados ao longo do tempo | 125 |
| Figura 6.14 - Módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias | 126 |
| Figura 6.15 - Módulo de elasticidade estático aos 28 dias | 127 |
| Figura 6.16 - Comparação entre o consumo de cimento entre as dosagens | 129 |
| Figura 6.17 - Indicativo de consumo de cimento | 129 |
| Figura 6.18 - Curvas dos modelos de CAAR ensaiados à arrancamento aos 7 dias | 131 |
| Figura 6.19 - Curvas dos modelos de CAAR ensaiados à arrancamento aos 28 dias | 131 |
| Figura 6.20 - Modelos de CAAR após ensaios aos 7 e 28 dias..... | 132 |
| Figura 6.21 - Curvas dos modelos de CAABCC1 ensaiados à arrancamento aos 7 dias..... | 134 |
| Figura 6.22 - Curvas dos modelos de CAABCC1 ensaiados à arrancamento aos 28 dias..... | 135 |
| Figura 6.23 - Modelos do CAABCC1 após ensaios de arrancamento aos 7 e 28 dias..... | 135 |
| Figura 6.24 - Curva dos modelos de CAABCC2 ensaiados à arrancamento aos 7 dias | 137 |
| Figura 6.25 - Curva dos modelos de CAABCC2 ensaiados à arrancamento aos 28 dias | 138 |
| Figura 6.26 - Modelos de CAABCC2 após ensaios de arrancamento aos 7 e 28 dias..... | 138 |
| Figura 6.27 - Curva dos modelos de CAABCC3 ensaiados à arrancamento aos 7 dias | 140 |
| Figura 6.28 - Curva dos modelos de CAABCC3 ensaiados à arrancamento aos 28 dias | 141 |
| Figura 6.29 - Modelos de arrancamento do CAABCC3 nos ensaios de 7 e 28 dias | 141 |
| Figura 6.30 - Comportamento da tensão de aderência da barra de 10 mm | 143 |
| Figura 6.31 - Comportamento da tensão de aderência da barra de 16 mm | 144 |
| Figura 6.32 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAAR entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias..... | 146 |
| Figura 6.33 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAABCC1 entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias | 147 |
| Figura 6.34 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAABCC2 entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias | 148 |
| Figura 6.35 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAABCC3 entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias | 150 |

| | |
|---|-----|
| Figura 6.36 - Comparação dos resultados em relação ao diâmetro da barra e à idade do concreto no dia do ensaio | 151 |
| Figura 6.37 - Comparação entre as curvas tensão de aderência versus deslizamento teórico e experimental para barra de 10 mm | 154 |
| Figura 6.38 - Comparação entre as curvas tensão de aderência versus deslizamento teórico e experimental para barra de 16 mm | 156 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 2.1 - Maiores consumidores de cimento..... | 23 |
| Tabela 3.1 - Valores recomendados para ensaios de verificação do CAA..... | 53 |
| Tabela 0.1 - Parâmetros do modelo Huang <i>et al.</i> (1996)..... | 77 |
| Tabela 0.2 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento para barras nervuradas..... | 81 |
| Tabela 0.3 - Expressões e coeficientes de determinação obtidas das regressões lineares..... | 83 |
| Tabela 5.1 - Propriedades do cimento..... | 85 |
| Tabela 5.2 - Propriedades físico-químicas da sílica ativa..... | 86 |
| Tabela 5.3 - Propriedades físico-químicas do fíler calcário..... | 86 |
| Tabela 5.4 - Principais características do superplastificante utilizado..... | 87 |
| Tabela 5.5 – Caracterização física do agregado miúdo..... | 87 |
| Tabela 5.6 - Caracterização física do agregado graúdo..... | 88 |
| Tabela 5.7 - Sequência de lançamento e tempo de mistura..... | 92 |
| Tabela 5.8 - Quantidade de corpos de prova produzidos para ensaio..... | 105 |
| Tabela 6.1 - Limites para os critérios de qualidade..... | 110 |
| Tabela 6.2 - Teor ótimo de superplastificante para cada composição de pasta..... | 111 |
| Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios de miniabatimento para cada composição de pasta..... | 112 |
| Tabela 6.4 - Consumo de materiais para 1 m ³ das dosagens dos concretos: CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 (a/c =0,4)..... | 115 |
| Tabela 6.5 - Resultados de massa específica dos concretos CAAR e CAABCC1..... | 119 |
| Tabela 6.6 - Resultados de massa específica dos concretos CAABCC2 e CAABCC3..... | 119 |
| Tabela 6.7 - Resistência à compressão com a idade..... | 121 |
| Tabela 6.8 - Comparação entre o consumo de cimento e a resistência à compressão..... | 122 |
| Tabela 6.9 - Resistência à tração aos 3 dias..... | 123 |
| Tabela 6.10 - Comparação entre o consumo de cimento e a resistência à compressão..... | 124 |
| Tabela 6.11 - Módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias..... | 126 |
| Tabela 6.12 - Módulo de elasticidade estático aos 28 dias..... | 127 |
| Tabela 6.13 - Comparação entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico..... | 127 |
| Tabela 6.14 - Propriedades mecânicas dos concretos estudados aos 28 dias..... | 128 |
| Tabela 6.15 - Comparação entre as dosagens em relação ao consumo de cimento..... | 130 |
| Tabela 6.16 - Força última e deslizamento último dos modelos do CAAR aos 7 e 28 dias... | 133 |
| Tabela 6.17 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR..... | 133 |
| Tabela 6.18 - Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento do CAABCC1..... | 136 |
| Tabela 6.19 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1..... | 136 |
| Tabela 6.20 - Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento do CAABCC2..... | 139 |
| Tabela 6.21 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC2..... | 139 |
| Tabela 6.22- Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento do CAABCC3..... | 142 |
| Tabela 6.23 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC3..... | 142 |
| Tabela 6.24 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os concretos, da barra de 10 mm, nas idades de 7 e 28 dias..... | 144 |
| Tabela 6.25 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os concretos e idades da barra de 16 mm..... | 145 |
| Tabela 6.26 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAAR..... | 146 |
| Tabela 6.27 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAAR em relação à idade do concreto no dia do ensaio..... | 146 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 6.28 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAABCC1 | 147 |
| Tabela 6.29 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAABCC1 em relação à idade do concreto no dia do ensaio..... | 148 |
| Tabela 6.30 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAABCC2 | 149 |
| Tabela 6.31 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAABCC2 em relação à idade do concreto no dia do ensaio..... | 149 |
| Tabela 6.32 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAABCC3 | 150 |
| Tabela 6.33 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAABCC3 em relação à idade do concreto no dia do ensaio..... | 150 |
| Tabela 6.34 – Valores de resistência de aderência de cálculo | 152 |
| Tabela 6.35 - Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelas equações da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) | 152 |
| Tabela 6.36 - Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelas equações da CEB-FIB (2010) | 152 |
| Tabela 6.37 - Comparação dos valores para deslizamento último e tensão de aderência última entre os modelos teóricos e os ensaios para barra de 10 mm | 154 |
| Tabela 6.38 - Comparação dos valores para deslizamento último e tensão de aderência última entre os modelos teóricos e os ensaios para barra de 16 mm | 156 |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 17 |
| 1.1 Objetivos..... | 18 |
| 1.1.1 Geral | 18 |
| 1.1.2 Específicos..... | 19 |
| 1.2 Justificativa | 19 |
| 1.3 Metodologia..... | 20 |
| 1.4 Organização do texto..... | 21 |
| 2. CONCRETO COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO | 22 |
| 2.1 Considerações sobre o mercado do cimento e seu consumo | 22 |
| 2.2 Indicadores consumo de cimento | 25 |
| 2.3 Normas e o consumo mínimo de cimento indicado | 26 |
| 2.4 Baixo consumo de cimento e suas vantagens | 27 |
| 2.5 Produção de concreto com baixo consumo de cimento..... | 32 |
| 2.5.1 Fator água/cimento..... | 32 |
| 2.5.2 Refinamento da zona de transição e da estrutura de poros | 33 |
| 2.5.3 Agregados..... | 34 |
| 2.5.4 Máximo preenchimento do volume do concreto pelos agregados | 34 |
| 2.5.5 Tipos de cimento..... | 35 |
| 2.6 Considerações finais | 36 |
| 3. CONCRETO AUTOADENSÁVEL..... | 38 |
| 3.1 Considerações iniciais | 38 |
| 3.2 Propriedades do CAA no estado fresco | 39 |
| 3.3 Materiais..... | 41 |
| 3.3.1 Agregado miúdo | 41 |
| 3.3.2 Agregado graúdo | 42 |
| 3.3.3 Cimento | 42 |
| 3.3.4 Aditivos e adições minerais..... | 43 |
| 3.4 Ensaios de verificação das propriedades do CAA | 47 |
| 3.4.1 Ensaio de espalhamento (slump flow test) | 48 |
| 3.4.2 Ensaio de Funil-V (V-funnel test) | 49 |
| 3.4.3 Ensaio de Caixa-L (L-box test) | 49 |
| 3.4.4 Ensaio de Tubo-U (U-pipe test) | 50 |
| 3.4.5 Ensaio de Anel-J (J-ring test)..... | 51 |
| 3.4.6 Ensaio de coluna de segregação | 52 |
| 3.4.7 Parâmetros de avaliação do CAA | 53 |
| 3.5 Metodologias de dosagem | 54 |
| 3.5.1 Método de Gomes, Gettu e Agulló | 54 |
| 3.5.2 Método dmda (Densified Mixture Design Algorithm)..... | 56 |
| 3.5.3 Método de Alencar e Helene | 57 |
| 3.5.4 Método de Tutikian e Dal Molin | 57 |
| 3.6 Considerações finais | 58 |

| | |
|--|-----------|
| 4 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO..... | 59 |
| 4.1 Considerações iniciais | 59 |
| 4.2 Parcelas de aderência | 60 |
| 4.3 Modos de ruptura | 61 |
| 4.3.1 Ruptura por fendilhamento | 62 |
| 4.3.2 Ruptura por arrancamento da barra | 63 |
| 4.4 Fatores que influenciam a aderência | 64 |
| 4.4.1 Composição do concreto..... | 64 |
| 4.4.2 Conformação superficial da barra | 64 |
| 4.4.3 Diâmetro da barra | 64 |
| 4.4.4 Resistência mecânica do concreto e matriz cimentícia | 65 |
| 4.4.5 Posição da barra na concretagem | 65 |
| 4.4.6 Adensamento | 66 |
| 4.4.7 Armadura transversal | 66 |
| 4.4.8 Pressão transversal sobre a barra..... | 66 |
| 4.5 Ensaios para determinação da tensão de aderência | 66 |
| 4.5.1 Ensaio de Arrancamento (pull-out test)..... | 67 |
| 4.5.2 Ensaio de arrancamento RILEM-FIP-CEB (1973) | 68 |
| 4.5.3 Ensaio de arrancamento RHEM (1979) | 69 |
| 4.5.4 Ensaio de arrancamento DS 2082 (1980) | 70 |
| 4.5.5 Ensaio de viga (beam test) | 70 |
| 4.5.6 Ensaio de extremo de viga (beam-end test) | 71 |
| 4.5.7 Ensaio de tirante | 72 |
| 4.6 Prescrições dos códigos normativos sobre aderência | 72 |
| 4.6.1 CEB-FIB (2010)..... | 73 |
| 4.6.2 NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)..... | 73 |
| 3.7 Modelos teóricos para curva tensão versus deslizamento..... | 75 |
| 4.7.1 Harajli et al. (1995)..... | 75 |
| 4.7.2 Huang et al. (1996) | 77 |
| 4.7.3 Barbosa (2001)..... | 78 |
| 4.7.4 Almeida Filho (2006)..... | 79 |
| 4.7.5 CEB-FIB (2010)..... | 80 |
| 4.7.6 santana (2014)..... | 82 |
| 4.8 Considerações finais | 83 |
| 5. MATERIAIS E MÉTODOS | 84 |
| 5.1 Considerações iniciais | 84 |
| 5.2 Caracterização dos materiais | 85 |
| 5.2.1 Cimento | 85 |
| 5.2.2 Sílica ativa | 85 |
| 5.2.3 Fíler | 86 |
| 5.2.4 Aditivo Superplastificante | 86 |
| 5.2.5 Agregado miúdo | 87 |
| 5.2.6 Agregado graúdo | 88 |
| 5.3 Dosagem..... | 89 |
| 5.3.1 Etapa pasta..... | 90 |
| 5.3.2 Etapa agregado | 94 |
| 5.3.3 Etapa concreto | 95 |
| 5.3.4 Concreto no estado fresco | 96 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 5.4 | Ensaio de determinação das propriedades do concreto | 98 |
| 5.4.1 | Massa específica | 98 |
| 5.4.2 | Resistência à compressão | 99 |
| 5.4.3 | Resistência à tração por compressão diametral | 99 |
| 5.4.4 | Módulo de elasticidade dinâmico | 100 |
| 5.4.5 | Módulo de elasticidade estático | 101 |
| 5.5 | Determinação da resistência de aderência | 102 |
| 5.5.1 | Preparação dos corpos de prova | 102 |
| 5.5.2 | Ensaio de arrancamento | 104 |
| 5.6 | Considerações finais | 107 |
| 6. | APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS | 108 |
| 6.1 | Considerações iniciais | 108 |
| 6.1.1 | Crítérios para análise dos resultados de aderência..... | 108 |
| 6.1.2 | Parâmetros estatísticos utilizados | 109 |
| 6.1.3 | Crítérios para análise dos resultados | 109 |
| 6.2 | Etapa pasta..... | 110 |
| 6.2.1 | Teor de superplastificante | 110 |
| 6.2.2 | Teor de fíler calcário | 111 |
| 6.3 | Etapa agregados..... | 113 |
| 6.4 | Etapa concreto | 114 |
| 6.5 | Ensaio físico e mecânico do concreto endurecido | 118 |
| 6.5.1 | Massa específica | 119 |
| 6.5.2 | Resistência à compressão axial | 120 |
| 6.5.3 | Resistência à tração por compressão diametral | 122 |
| 6.5.4 | Módulo de elasticidade | 125 |
| 6.5.5 | Indicadores de consumo..... | 128 |
| 6.6 | Ensaio de arrancamento..... | 130 |
| 6.6.1 | Resultados por dosagem..... | 131 |
| 6.6.2 | Comparações entre dosagens | 143 |
| 6.6.3 | Diâmetro da barra de aço e idade do concreto | 145 |
| 6.7 | Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições normativas para o cálculo da resistência de aderência | 151 |
| 6.8 | Comparação entre os resultados experimentais e os modelos teóricos para cálculo da resistência de aderência | 153 |
| 6.8.1 | Barra de aço de 10 mm | 153 |
| 6.8.2 | Barra de aço de 16 mm | 155 |
| 7. | CONCLUSÕES..... | 158 |
| 7.1 | Propriedades no estado fresco | 158 |
| 7.2 | Propriedades físicas e mecânicas do concreto..... | 158 |
| 7.3 | Ensaio de aderência | 159 |
| 7.4 | Resistência de aderência de cálculo | 160 |
| 7.5 | Modelos teóricos versus resultados experimentais | 160 |
| 7.6 | Considerações Finais | 161 |
| 7.7 | Sugestão para novas pesquisas | 162 |

| | |
|---|------------|
| REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 163 |
|---|------------|

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um dos materiais mais consumidos, largamente aplicado, tomando ao longo da história, papel fundamental no avanço das civilizações. Fatores como baixo custo relativo, flexibilidade no tipo de aplicação e facilidade em moldar o concreto podem explicar o grande volume de utilização e, por conseguinte, o tornou objeto de muitas pesquisas. Como resultado, o concreto tem sido desenvolvido, e de acordo com suas aplicações, várias características podem ser modificadas. Assim, é cada vez mais complexo avaliar sua estrutura tanto microscópica como macroscopicamente, ou seja, sua forma de se comportar (REBMANN, 2011).

A SNIC (2014) quantificou esse alto consumo de cimento no país. Em 2004 o consumo foi de cerca de 35,7 milhões de toneladas, e saltou para 70,9 milhões de toneladas em 2013. Nesse mesmo ano o Brasil alcançou a marca de consumo de 353 kg por habitante. Em contrapartida, em 2004 foi consumido 195 kg por habitante. Em 2012 o Brasil chegou ao patamar de 5º maior produtor de cimento (68,8 milhões de toneladas), em termos de comparação, em 1º lugar ficou a China com produção de 2,1 bilhões de toneladas. Ainda em 2012 o Brasil foi o quarto maior consumidor de cimento com 69,3 milhões de toneladas. Segundo Rebmann (2011), os números apontam um significativo acréscimo no consumo de cimento para os próximos anos, resultando em aumento substancial no consumo de energia e emissão de CO₂.

Se tratando da emissão de CO₂ emitido na produção de cimento, a CSI (2007) conclui que é difícil calcular exatamente a quantidade de emissão. Dependendo da composição do cimento, da região onde é produzido, e eficiência energética utilizada, essa emissão pode variar bastante. Indica ainda o valor aproximado de 866 kg de CO₂ por cada tonelada de clínquer produzido e 679 kg de CO₂ por tonelada de cimento, em média.

Nesse cenário de alto consumo de cimento e grande emissão de CO₂, Mehta (2009) afirma que há pelo menos três maneiras viáveis de diminuir a emissão de CO₂: consumir menos concreto, dimensionando estruturas mais esbeltas; consumir menos cimento na dosagem do concreto; e diminuir a utilização de clínquer na fabricação do cimento. Afirma ainda que unindo

as duas primeiras ferramentas citadas, é possível reduzir cerca de 30% o consumo de cimento; caso se utilize as três ferramentas, o consumo de clínquer pode cair entre 40% e 50%.

Diante desse quadro, apresenta-se o Concreto com Baixo Consumo de Cimento, (CBCC), que tem por base a busca pela sustentabilidade ao reduzir o consumo de cimento desacelerando a emissão de CO₂ por consequência da exploração das fontes de matéria-prima, além de prolongar a vida útil dessas fontes. Essa redução apresenta melhorias técnicas, pois algumas manifestações patológicas podem advir do alto consumo de cimento. Há também as vantagens financeiras ao reduzir os custos, e ambientais (BARBOZA, 2016; REBMANN, 2011).

Sendo o CAABCC um concreto autoadensável (CAA), pode-se usufruir das propriedades deste em seu estado fresco. Que, segundo Almeida Filho (2006), as principais são: resistência à segregação, que indica distribuição adequada de partículas por toda a mistura; habilidade de passagem, muito importante no lançamento do concreto em que é capaz de ocupar os espaços mesmo entre a armadura; adequada velocidade de fluidez, em que seu lançamento será uniforme; trabalhabilidade, pois apresenta fluidez necessária para o seu manuseio, o que resulta na qualidade da peça concretada, não apresentando nichos ou falhas de concretagem mesmo tendo sido excluído o adensamento mecânico.

Enfim, ainda não há estudo sobre a aderência entre o aço e o CAABCC. Assim, as formulações ainda não contemplam o cálculo de aderência entre o aço e esse tipo de concreto. A introdução do CAABCC como concreto estrutural sugere a necessidade do desenvolvimento de pesquisas que avaliem seu comportamento em vários aspectos, incluindo quanto à aderência com o aço. Essa pesquisa apresenta-se como o início do estudo de aderência entre a barra de aço e o CAABCC.

1.1 Objetivos

1.1.1 Geral

Como objetivo principal, essa obra acadêmica pretende estudar o comportamento da aderência entre a barra de aço e o Concreto Autoadensável com Baixo Consumo de Cimento (CAABCC).

1.1.2 Específicos

Os objetivos específicos visam:

- Avaliar as propriedades mecânicas dos concretos dosados para essa pesquisa, sendo elas: resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, módulo de elasticidade e a resistência de aderência, levando em consideração a proporção de redução de consumo de cimento;
- Comparar os resultados dos ensaios de aderência com os valores calculados por meio de códigos normativos;
- Comparar formulações utilizadas para o cálculo da resistência de aderência encontradas na literatura técnica-científica com os valores medidos nos ensaios realizados.

Finalmente, este trabalho espera contribuir para um melhor entendimento sobre o assunto, visto que este possui grande repercussão no cenário da racionalização do uso dos materiais na construção civil, fato de grande relevância na sustentabilidade.

1.2 Justificativa

O concreto por ser um material de ampla aplicação, tem sido objeto de muito estudo e pesquisas. Com o conhecimento adquirido, facilita-se a otimização de sua composição. O CAABCC é um desses produtos, porém, pouco se sabe sobre a influência da redução do consumo de cimento na interface aderente com a barra de aço. A investigação é importante para verificar se esse tipo de concreto atende aos requisitos básicos de segurança em relação à aderência, além de ser necessário averiguar se as formulações utilizadas para o cálculo da aderência com concreto convencional podem ser aplicadas ao CAABCC.

Outros quesitos que justificam esse estudo são as vantagens técnicas advindas da aplicação desse tipo de concreto. O baixo consumo de cimento pode viabilizar a redução do calor emitido pela sua hidratação. A variação de temperatura no elemento após sua concretagem pode provocar tensões que quando são maiores que a resistência do concreto geram fissuras. Há algumas ferramentas disponíveis para reduzir a temperatura decorrente da hidratação, porém, as mesmas são muito caras ou de difícil execução. Portanto indica-se a redução do consumo de cimento (GAJDA e ALSAMSAM, 2006).

O baixo consumo de cimento também pode gerar redução na retração, o que demonstra ser vantajoso especialmente em alguns casos como: peças protendidas, pois reduz a perda de protensão, diminuição de manifestações patológicas em pisos e reservatórios. No casos de pisos, o decréscimo de surgimento de fissuras pelo baixo consumo de cimento pode reduzir os danos tanto estéticos quanto funcionais, já que, essas fissuras tornam-se caminhos preferenciais para ingresso de água, CO₂ e agentes agressivos (NEVILLE e BROOKS, 2013).

O CAABCC proporciona as vantagens da autoadensabilidade como: compactação por meio de seu peso próprio, excluindo o adensamento mecânico; facilidade de preenchimento da forma mesmo com alta densidade de armadura; trabalhabilidade; além de resistência à segregação (GOMES e BARROS, 2009).

Ainda, a implementação desse concreto viabiliza a diminuição da emissão de CO₂, fator importante na obtenção da sustentabilidade na indústria cimenteira. Redução no consumo de energia na produção do cimento e economia com os gastos na distribuição desse material também são vantagens advindas da redução de consumo de cimento (REBMANN, 2011).

1.3 Metodologia

O trabalho caracteriza-se como um estudo teórico-experimental e é dividido em três etapas: revisão bibliográfica, análise experimental e análise dos resultados.

A revisão bibliográfica aborda aspectos sobre o consumo do cimento, aspectos sobre o CAA e suas características, além de aspectos sobre a aderência entre o aço e o concreto convencional.

A segunda parte abrange a metodologia experimental que inclui: ensaios de caracterização dos materiais, as etapas para dosagem do CAABCC, os ensaios para avaliação do CAABCC no estado fresco e endurecido, além do ensaio de arrancamento que será utilizado para verificar a resistência de aderência entre o aço e o concreto.

Por fim, a terceira etapa envolve a análise dos resultados, eles também serão comparados com os resultados obtidos por meio dos modelos teóricos disponíveis na literatura técnica e pelos códigos normativos.

1.4 Organização do texto

O texto foi estruturado em oito capítulos. O primeiro capítulo tem por finalidade introduzir o tema estudado, com informações amplas sobre os assuntos abordados, justifica-se o estudo do assunto e são indicados os objetivos do mesmo. Há também uma breve explicação da metodologia utilizada, além da estrutura do texto.

O segundo capítulo abrange revisão sobre os principais tópicos relacionados ao concreto com baixo consumo de cimento, tais como: mercado consumidor, indicadores de consumo, vantagens de se utilizar menos cimento na obtenção do concreto, além de aspectos sobre sua produção.

O terceiro capítulo apresenta as principais características do concreto autoadensável tais como: suas propriedades no estado fresco, os ensaios para avaliar essas propriedades, além de serem apresentadas algumas metodologias para a obtenção de concreto autoadensável.

A aderência entre o aço e o concreto é o tema geral do quarto capítulo e abrange as parcelas de aderência, a fissuração e a aderência, os modos de ruptura, os fatores que influenciam a aderência, os ensaios para determinar a tensão de aderência, prescrições dos códigos normativos sobre a aderência, além de modelos teóricos indicados por alguns autores.

No quinto capítulo são indicados os materiais utilizados na pesquisa, bem como suas características, além do procedimento experimental da pesquisa.

O capítulo seis é composto pela apresentação dos resultados e discussões dos mesmos. Além disso, traz a comparação desses resultados com valores obtidos pelas equações indicados por alguns códigos normativos e a comparação dos resultados dos ensaios de aderência com modelos teóricos encontrados na literatura técnico-científica.

No capítulo sete apresentam-se as conclusões e principais observações realizadas nesta pesquisa, além de sugestões para futuras pesquisas.

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

2. CONCRETO COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO

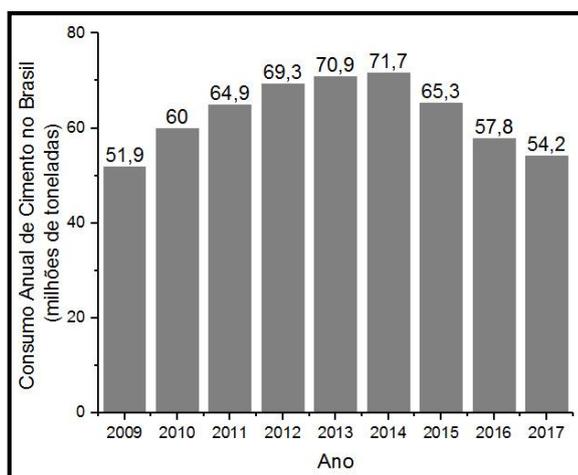
Neste capítulo será abordado o CBCC. Serão realizadas algumas considerações sobre o consumo de cimento no âmbito nacional, indicadas as vantagens de se utilizar concreto com baixo consumo de cimento, será apresentado o melhor índice para estabelecer a relação entre o consumo de cimento e sua resistência à compressão, considerados os valores mínimos de consumo de cimento indicados por códigos nacionais e internacionais. Serão também apresentados alguns requisitos que devem ser observados ao se produzir concreto com baixo consumo de cimento.

2.1 Considerações sobre o mercado do cimento e seu consumo

Na década de 1990 ocorreu um aumento da produção de cimento decorrente da retomada da sua utilização. As técnicas de produção desenvolvidas na época de estagnação foram extremamente importantes para a obtenção dos resultados nessa nova fase. O ano de 1999 foi excepcional, alcançando 40,2 milhões de toneladas de cimento (SNIC, 2014). Nos anos 2000, a produção sofreu desaceleração resultante das sucessivas crises mundiais e consequente instabilidade na economia. A partir de 2004 o consumo se estabilizou, o que indica o início de uma retomada do crescimento da produção e do consumo de cimento.

Em 2010, o Brasil consumiu 60 milhões de toneladas de cimento, em 2012 o consumo atingiu o patamar de 69,3 milhões de toneladas. O crescimento nesse período foi de aproximadamente 17% (Figura 2.1), enquanto que o consumo mundial nesse período obteve acréscimo de 13% (SNIC, 2018).

A Figura 2.1 mostra o consumo anual brasileiro de cimento que, até 2014, foi crescente. Explica-se esse fator pela boa situação da economia brasileira, com uma queda no consumo em 2015, reflexo da crise econômica.

Figura 2.1 - Consumo anual brasileiro de cimento

Fonte: Adaptado de SNIC (2018).

Contudo, é possível perceber que mesmo com a crise, o consumo anual de cimento do Brasil em 2015 foi menor apenas do que o consumo de 2009. Em 2016 e 2017 houve baixa no consumo de cimento a nível nacional, reflexo das condições econômicas pelas quais passa o país, porém os produtores de cimento vivem a expectativa de que em 2018 os resultados de consumo alcance melhores resultados (SNIC, 2018). Na Tabela 2.1 observa-se os maiores consumidores de cimento no mundo.

Tabela 2.1 - Maiores consumidores de cimento.

| Maiores consumidores de cimento (em milhões de toneladas) | | | | | | | |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Países | 2006 | 2007 | 2008 | 2009 | 2010 | 2011* | 2012* |
| 1. China | 1.218,1 | 1.346,5 | 1.375,7 | 1642,2 | 1.872,9 | 2.053,2 | 2.228,9 |
| 2. Índia | 152,6 | 166,4 | 181,5 | 185,1 | 218,7 | 229,5 | 237,0 |
| 3. Estados Unidos | 127,7 | 116,6 | 96,8 | 71,5 | 71,2 | 72,2 | 77,9 |
| 4. Brasil | 41,0 | 45,1 | 51,6 | 51,9 | 60,0 | 65,0 | 69,3 |
| 5. Rússia | 52,5 | 60,8 | 60,9 | 44,0 | 49,8 | 57,6 | 65,2 |
| 6. Irã | 34,8 | 40,0 | 43,5 | 47,8 | 53,9 | 56,0 | 57,6 |
| 7. Vietnã | 32,7 | 35,5 | 40,0 | 47,8 | 55,0 | 50,0 | 57,2 |
| 8. Egito | 34,3 | 36,8 | 39,6 | 47,9 | 53,9 | 53,0 | 55,7 |
| 9. Indonésia | 32,0 | 34,2 | 38,1 | 38,5 | 40,8 | 48,0 | 55,0 |
| 10. Turquia | 41,6 | 42,5 | 40,6 | 40,9 | 47,7 | 52,3 | 53,9 |
| 11. Arábia Saudita | 25,0 | 26,6 | 35,0 | 36,6 | 41,2 | 46,0 | 52,6 |
| 12. Japão | 58,6 | 56,8 | 51,4 | 44,3 | 41,8 | 42,1 | 44,3 |
| 13. Coreia do Sul | 48,4 | 50,8 | 50,6 | 48,5 | 45,5 | 44,7 | 43,9 |
| 14. México | 35,9 | 36,8 | 35,1 | 34,4 | 33,9 | 34,4 | 34,6 |
| 15. Tailândia | 26,6 | 24,9 | 23,9 | 23,3 | 25,1 | 25,5 | 28,5 |
| Total Mundial | 2.593,1 | 2.769,3 | 2.839,2 | 3.035,3 | 3.357,4 | 3.602,7 | 3.809,0 |

(*) Dados preliminares. Obs.: Classificação pelo consumo em 2012

Fonte: SNIC (2014).

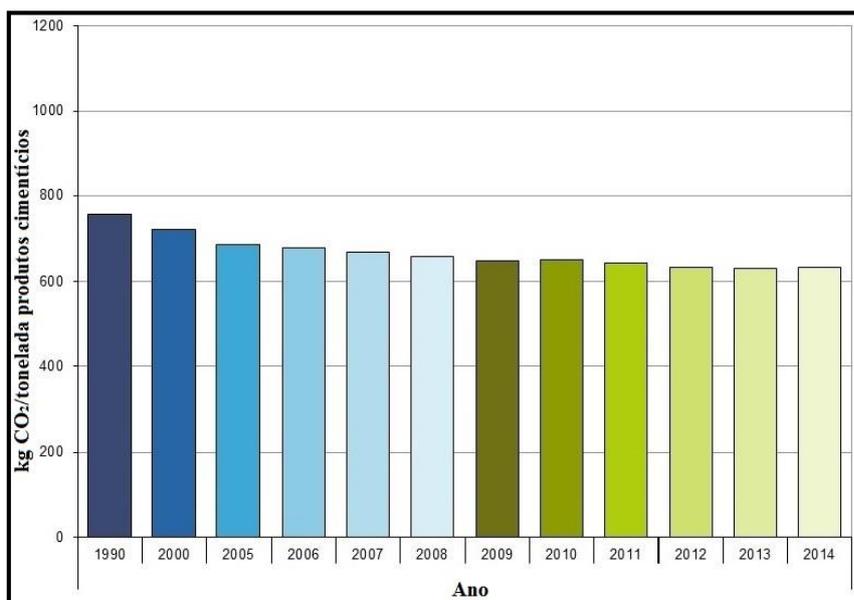
De acordo com a Tabela 2.1, em 2009 o Brasil ocupou o 4º lugar no ranking mundial com 51,9 milhões de toneladas consumidas, e manteve essa colocação até 2012, último ano que se tem os números para comparação. Em 2006 o consumo mundial de cimento foi de 2, bilhões de toneladas, em 2012 esse consumo saltou para 3,8 bilhões de toneladas, o aumento de consumo de cimento nesse período foi de aproximadamente 46,9% (SNIC, 2014).

Como resultado do crescente aumento no consumo de cimento pode-se indicar acréscimos na emissão de CO₂, aumento no consumo de energia e na demanda de transportes para distribuir a produção de cimento (REBMANN, 2011).

Conseqüentemente, esse acréscimo na produção e consumo de cimento aumenta a preocupação em termos de aceleração da degradação ambiental, resultando em revisão e implementação de novas leis ambientais. O processo de produção do cimento acarreta em um elevado consumo de energia térmica e elétrica, pois envolve altas temperaturas. A indústria cimenteira pressionada por essas leis ambientais, tem buscado minimizar os impactos causados no meio ambiente, pois precisa se enquadrar nos padrões de emissão de poluentes requeridos (SNIC, 2014).

Segundo a CSI (2016) houve melhora no processo de fabricação dos produtos cimentícios advindos de investimentos significativos em fornos mais eficientes, maior substituição de combustíveis fósseis, maior uso de biomassa e mineralogia melhorada de clínquer, permitindo a diminuição nas emissões de CO₂ (Figura 2.2).

Figura 2.2 - Emissões brutas de CO₂ por tonelada de produtos cimentícios



Fonte: CSI (2016).

A CSI (2007) indica uma emissão média de CO₂ de 866 kg por cada tonelada de clínquer produzido e 679 kg por tonelada de cimento produzido. Tendo em vista que a produção tem indicadores de aumento ao longo dos próximos anos, e que as empresas necessitam buscar medidas mitigadoras de emissão de poluentes, uma das ferramentas para a desaceleração de emissão de gases é diminuir o consumo de cimento na dosagem do concreto.

2.2 Indicadores consumo de cimento

Uma consideração importante sobre o estudo de concretos com baixo consumo de cimento é a respeito do indicador de consumo de cimento. O usualmente empregado no Brasil, é indicar quantos quilos de cimento foram utilizados para produzir certa quantidade de concreto e geralmente utiliza-se o termo kg/m³. Porém, é sabido que com a mesma quantidade de cimento empregado em traços diferentes com utilização de adições ou não pode-se chegar à resistências, à compressão variadas, e que nem sempre maior consumo de cimento indica maior resistência à compressão (BARBOZA, 2016).

Rebmann (2011) apresenta uma maneira melhor para indicar o consumo de cimento e relacionar esse consumo com algum parâmetro que se julgar interessante. Facilita a avaliação do concreto em relação à quantidade de cimento utilizada. A Equação 2.1 representa o indicativo proposto:

$$C_r = \frac{C}{p} \quad (2.1)$$

Sendo: C consumo de cimento em kg/m³/MPa; p o parâmetro adotado.

A propriedade mais comum na caracterização de um concreto é a resistência à compressão que ele apresenta à idade de 28 dias. Portanto, Rebmann (2011) indica que o índice seria a relação entre sua resistência à compressão e a quantidade de cimento constituinte no traço do concreto. Ou seja, quantos quilos de cimento foram consumidos por metro cúbico para produzir 1 MPa de resistência à compressão. O referido autor ressalta ainda outros parâmetros que podem ser interessantes para certo tipo de produto, como a concretagem de pisos em que a propriedade mecânica de maior interesse seria a resistência a tração na flexão do concreto. Além desses, pode-se ainda avaliar a quantidade de aglomerantes existentes em uma mistura ou demais materiais.

2.3 Normas e o consumo mínimo de cimento indicado

A NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) comenta que estando atendidos os parâmetros indicados pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), a durabilidade da construção será função das propriedades do concreto. A NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) indica ainda, a depender da classe de agressividade ambiental em que a estrutura será locada, que o consumo mínimo de cimento varia de 260 a 360 kg/m³. Juntamente com esse consumo mínimo há restrição de máximo fator a/c e mínima resistência apresentada aos 28 dias.

A CEN EN 206-1 (2000) indica que cada país membro deve estipular os limites de consumo de cimento. A Alemanha, por exemplo, especifica na norma EN 206-1/DIN 1045-2 a quantidade mínima de cimento de 240 kg/m³ em elementos internos e 280 kg/m³ em elementos externos, sendo que para os elementos externos é possível diminuir a quantidade para 270 kg/m³, se forem utilizadas adições minerais.

A Grã-Bretanha, em sua norma BSI BS 8500-1 (2006), indica consumo de cimento mínimo entre 240 e 380 kg/m³. O consumo indicado varia com o tipo de cimento utilizado, a agressividade ambiental, tipo de elemento construtivo, cobrimento e tipo de exposição como aos sais de degelo e ambiente marinho. Os valores de consumo de cimento podem ser diminuídos com o aumento do cobrimento da armadura.

Existem, porém, algumas utilizações para o concreto que permitem menor consumo de cimento. O DNIT, em sua norma DNIT 056/2013-ES (2013) faz especificações sobre sub-base de concreto de cimento Portland compactado com rolo. Indica consumo de cimento de 80 a 120 kg/m³ que deve ser definido durante a dosagem em laboratório. A norma DNIT 059/2004-ES (2004) de pavimentos de concreto de cimento Portland compactado com rolo especifica consumo mínimo de 200 kg/m³ de cimento.

Concrete Society¹ (1999) *apud* Pereira (2010) concluiu que não há embasamento científico claro na decisão dos códigos normativos em determinar a quantidade mínima de cimento. Indica ainda que o que rege a durabilidade das construções é a relação água/cimento ou ainda mais precisamente a relação água/finos que está ligada à descontinuidade dos poros, em que finos seriam materiais com partículas menores ou do mesmo tamanho que as partículas de cimento.

¹ CONCRETE SOCIETY. **The influence of cement content on the performance of concrete.** Crowthorne: THE CONCRETE SOCIETY, 1999. Discussion document.

2.4 Baixo consumo de cimento e suas vantagens

Algumas pesquisas já foram realizadas sobre a temática da produção de concreto com baixo consumo de cimento. Autores como CATOIA *et al.* (2008a; 2008b), DAMINELI *et al.* (2010), REBMANN (2011; 2016) e BARBOZA (2016) concluem que é possível a utilização desse tipo de concreto mantendo as propriedades mecânicas apropriadas para a sua aplicação nas construções.

A sustentabilidade é uma das vantagens da utilização do CBCC, 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.

Todavia, também é possível obter vantagens técnicas quando se emprega esse tipo de concreto. Algumas manifestações patológicas se relacionam com a quantidade de cimento consumida na produção do concreto, como fissuração, formação de etringita tardia e retração.

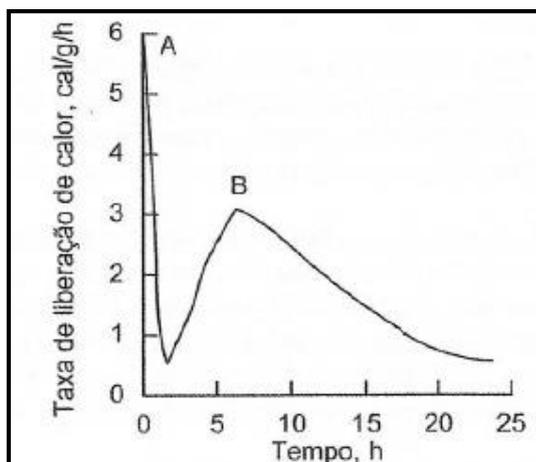
Segundo Mehta e Monteiro (2014, p. 223):

Os compostos de cimento Portland são produtos de reações às altas temperaturas que não estão em equilíbrio e, assim, estão em estado de alta energia. Quando um cimento é hidratado, os compostos reagem com a água para adquirir estados estáveis de baixa energia, e o processo é acompanhado pela liberação de energia em forma de calor. Em outras palavras, as reações de hidratação dos compostos do cimento Portland são exotérmicas.

Mehta e Monteiro (2014) afirmam que essa característica pode ser desfavorável, como em estruturas de concreto com grande volume, ou favorável, como em situações de concretagem em regiões de baixa temperatura em que o meio não fornece temperatura ideal para ativar as reações de hidratação.

Na Figura 2.3 observa-se a taxa de liberação de calor de uma pasta de cimento Portland segundo Mehta e Monteiro (2014).

Figura 2.3 - Taxa de liberação de calor de uma pasta de cimento Portland.



Fonte: Mehta e Monteiro (2014).

Correntemente ao associar o cimento Portland com a água gera uma alta evolução de calor, que provavelmente está ligada ao calor de dissolução de aluminatos e sulfatos (parte A do gráfico da Figura 2.3) em que rapidamente termina. O segundo pico (parte B do gráfico da Figura 2.3) caracteriza o calor de formação da etringita (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Em elementos de menor espessura, o calor gerado nas reações químicas é rapidamente dissipado. Porém, em elementos com grandes volumes de concreto, esse calor não pode ser dissipado tão logo ele é gerado, e o fato dele permanecer no elemento gera acréscimo na temperatura interna, sendo o valor de geração de calor proporcional à quantidade de materiais cimentícios e também dependente do tipo de material cimentício empregado. A variabilidade entre o calor produzido e o dissipado gera variação de temperatura na peça de concreto propiciando tensões no concreto. Com o aquecimento, o interior tende a expandir, e quando a temperatura cai o volume retrai novamente. Quando a tensão no concreto alcança valores acima da resistência à tração do mesmo, ocorre a fissuração. A fissuração promove caminhos que facilitam a entrada de agentes deletérios ao concreto e à armadura como água, ar e agentes agressivos (GAJDA e ALSAMSAM, 2006).

Utilizando-se de concreto convencional, o calor de hidratação deve ser levado em consideração, especialmente quando a menor dimensão do elemento for 90 cm. Porém, 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.

Gajda e Alsamsam (2006) comentam ainda que uma segunda consequência que pode advir das altas temperaturas (acima de 70°C) seria a formação de etringita tardia, ocorrida por

alteração nas reações de hidratação do cimento. Esses produtos de hidratação poderiam expandir dentro do concreto, geralmente ocorrendo anos após a concretagem da estrutura. 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.

Há alguns mecanismos para a redução da temperatura apresentada no concreto. Mehta e Monteiro (2014) indicam a utilização de cimento de baixo calor de hidratação (com partículas de espessura maior ou baixo teor de C_3A e C_3S), substituindo o clínquer por adições minerais, utilização de agregados resfriados, utilização de parte da água de amassamento em estado sólido. Pode-se também resfriar o concreto com nitrogênio líquido, ou ainda circulando água fria no interior do elemento de concreto. Gajda e Alsamsam (2006) comentam a respeito dessas ações para redução de temperatura gerada por reações de hidratação, afirmando que a maioria desses mecanismos são dispendiosos ou nem sempre exequíveis pela falta de mão-de-obra e/ou falta de equipamentos e materiais. Sendo assim, indicam como uma opção mais interessante a redução do consumo de cimento.

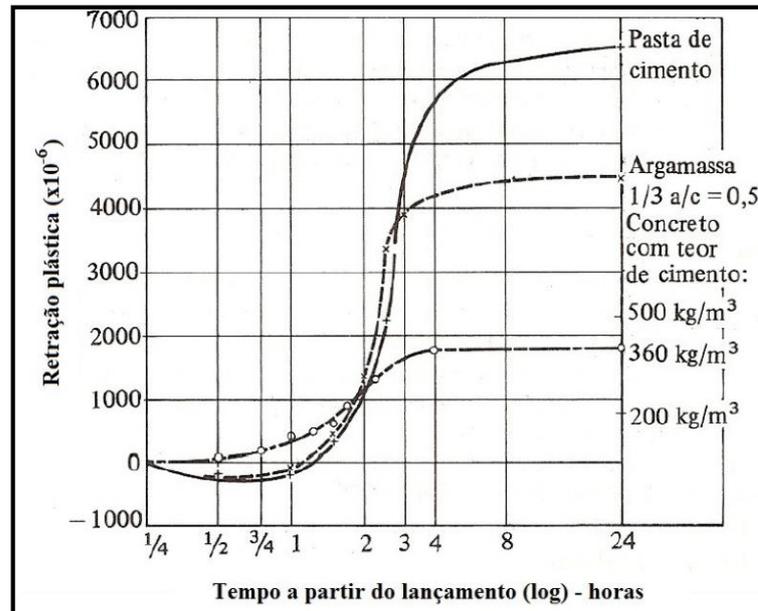
A retração do concreto é um dos fenômenos que pode ocorrer e caracteriza-se pela redução do volume do elemento de concreto ao longo do tempo devido à perda de água da pasta de cimento e mudanças físico-químicas internas. Quando acontece no estado fresco pode ser por assentamento plástico e por retração plástica. Quando acontece no estado endurecido é conhecida por retração por secagem (REBMANN, 2011).

Hasparyk *et al.* (2005) conceituam a retração por assentamento plástico como advindo da sedimentação e exsudação, relacionando-se também com a falta de finos. Destacam ainda, a importância de dosar um concreto de baixo consumo de cimento com adições de finos para balancear a mistura e diminuir a tendência da ocorrência do assentamento plástico mesmo com baixo consumo de cimento.

A retração plástica acontece pela perda de água por meio da evaporação na superfície do concreto estando este ainda em seu estado plástico, sendo que essa perda de água pode acontecer também para as bases secas em que o concreto será lançado. Dependendo da amplitude dessa perda, poderia ocorrer fissuração por retração plástica. Ela pode ser atenuada pela cura controlada e saturação da base que receberá o concreto fresco (NEVILLE e BROOKS, 2013).

L'Hermite² (1960) *apud* Neville (2016), afirma que para composições de concreto em que se utiliza mais cimento, haverá maior retração plástica. Na Figura 2.4 é possível observar a influência do consumo de cimento sobre a retração inicial do concreto em condições ambientais de temperatura de 20°C, umidade relativa do ar de 50% e velocidade do vento de 1,0 m/s.

Figura 2.4 - Influência do consumo de cimento sobre a retração inicial.



Fonte: L'Hermite² *apud* Neville (2016).

Neville e Brooks (2013), conceituam a retração autógena como aquela que advém da saída da água dos poros capilares pela hidratação do cimento ainda não hidratado, ocorrendo no interior da massa do concreto após a pega. Afirma ainda que esse tipo de retração pode ser maior caso a temperatura na concretagem seja alta, com consumos de cimentos elevados, possivelmente quando o cimento é mais fino e em concretos compostos por cimento que contenha teores elevados de C₃A e C₄AF.

A retração por secagem ocorre por perda de água para o meio externo, esta acontece após o concreto endurecer. Uma forma de evitar fissuração por esse tipo de retração seria executar um processo de cura mais prolongado, dando tempo ao concreto de desenvolver sua resistência à tração (PEREIRA, 2010).

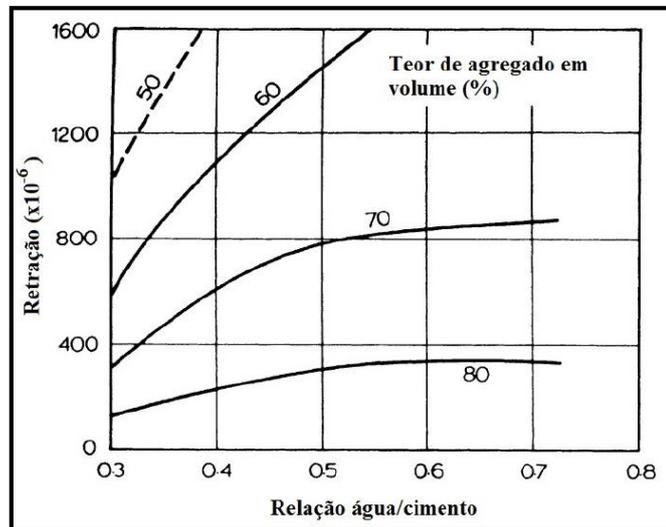
O estudo de Ödman³ (1986) *apud* Neville (2016), indica a influência da relação a/c e do teor de agregados sobre a retração. Na Figura 2.5 observa-se os resultados do estudo. Para um

² L'HERMITE, R. Volume changes of concrete. In: International Symposium on the Chemistry of Cement, 4th, 1960. **Proceedings...** Washington D. C., 1960, p. 659-694.

³ 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.

valor fixo de a/c, a retração diminui com o aumento do consumo de agregados. O efeito advém da redução do teor de pasta de cimento hidratada.

Figura 2.5 - Influência da relação a/c e do teor de agregado na retração por secagem.



Fonte: Ödman³ (1986) *apud* Neville (2016).

Neville e Brooks (2013) concluem que se tratando da retração do concreto, é vantajoso reduzir o consumo de cimento na dosagem, especificamente para alguns casos como: menor perda de protensão em estruturas protendidas, redução na quantidade de manifestações patológicas em pisos e reservatórios. Pisos ou elementos com alto consumo de cimento geralmente possuem maior propensão para abertura de fissuras, e essas podem trazer desde danos estéticos até funcional, além de tornarem-se caminho preferencial para ingresso de água, CO₂ e agentes agressivos.

A fluência é um fenômeno muito similar à retração por secagem sendo que, enquanto que para a retração por secagem o fator para perda é a condição ambiental, para a fluência esse fator é a tensão aplicada. Assim sendo, se o menor consumo de cimento gera redução de retração, pode-se concluir que para a fluência a consequência será a mesma (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Rebmann (2016), comenta que a dosagem de concreto com baixo consumo de cimento tem como características proporcionar que em sua matriz ocorra melhor dispersão e empacotamento da pasta de cimento, decorrente disso, a microestrutura do concreto tem sua porosidade refinada, minimizando os defeitos críticos acarretando em melhorias em seu desempenho.

2.5 Produção de concreto com baixo consumo de cimento

A resistência do concreto está intimamente ligada ao seu grau de porosidade e essa tem relação com a quantidade de água adicionada a mistura (NEVILLE e BROOKS, 2013). Portanto, a escolha da relação a/c é importante e deve ser tomada levando-se em consideração as características finais que são desejadas no concreto.

A zona de transição é outro elemento que determina a qualidade do concreto. Deve-se buscar a melhoria dessa fase para que se obtenha concreto com boa resistência. A microestrutura da zona de transição na interface pasta/agregado, especialmente o volume de vazios e microfissuras presentes, exerce grande influência na rigidez ou no módulo de elasticidade do concreto, influenciando também a sua durabilidade (AÏTCIN, 2000).

Há ainda outras ferramentas para obtenção de concreto com baixo consumo de cimento com boas características como: escolha do agregado, máximo preenchimento do volume de concreto pelos agregados, procedimento e eficiência da mistura, além do tipo de cimento empregado.

2.5.1 Fator água/cimento

Sabendo que a resistência do concreto está intimamente associada a sua porosidade, (MEHTA e MONTEIRO, 2014) para melhorar essa característica deve-se buscar minimizar a quantidade de vazios. A porosidade da pasta de cimento é resultante da quantidade de água utilizada na mistura que não é consumida pelas reações de hidratação. Quanto maior, portanto, a quantidade água em relação ao cimento, maior será a ocorrência de poros.

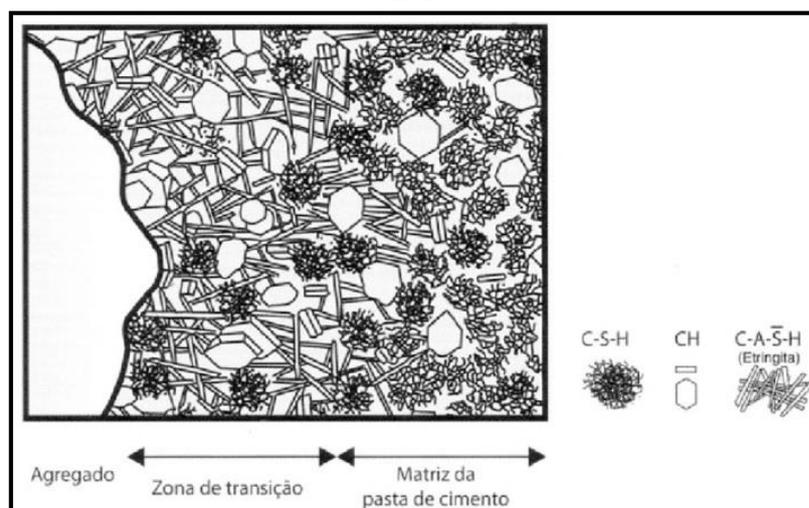
A aplicação de um fator água/cimento baixo na produção do concreto com baixo consumo de cimento é comum, principalmente quando tem por objetivo obter concreto com resistência à compressão relativamente alta. Para conseguir reduzir o volume de água sem perda de consistência do concreto utiliza-se o aditivo superplastificante. Já para o caso do concreto autoadensável com baixo consumo de cimento 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).

2.5.2 Refinamento da zona de transição e da estrutura de poros

Com o objetivo de se obter concreto com boas características mecânicas, é necessário dar maior atenção a melhora da zona de transição entre a matriz cimentícia e os agregados. Repette (2011), afirma que a zona de transição é a fase mais crítica do concreto; a fase que limita sua resistência. É importante cuidado extra para que essa região interfira menos negativamente na resistência do concreto.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), enquanto o concreto ainda está fresco, lâminas de água se formam na parte inferior dos agregados. A maior relação a/c favorece maior concentração de produtos provenientes de reações químicas durante a cura do concreto nessa região. Esses produtos cristalinos nas proximidades dos agregados graúdos apresentam cristais relativamente maiores e formam estrutura mais porosa do que a matriz da pasta de cimento ou argamassa. Com a hidratação do C-S-H, a segunda geração de cristais menores começam a preencher o espaço vazio gerado pelos grandes cristais anteriormente produzidos. Esse fator auxilia na melhora da densidade e resistência dessa região, portanto, a resistência do concreto aumenta com a idade enquanto ainda continuam sendo formados produtos de hidratação, pois diminuem os vazios particularmente na zona de transição. Uma representação diagramática da zona de transição é mostrada na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Representação da zona de transição e da matriz da pasta de cimento no concreto



Fonte: Mehta e Monteiro (2014).

A utilização de aditivo superplastificante é uma ferramenta que ajuda na melhoria dessa fase tendo em vista que colabora na redução da quantidade de água na mistura e, conseqüentemente facilita a diminuição da porosidade dessa região.

O empacotamento também tem efeito positivo nessa fase, isso para o caso de adições muito finas como sílica ativa e metacaulim. É comum a utilização de 5 a 10% de sílica ativa na produção de concreto de alto desempenho (SCRIVENER, CRUMBIE e LAUGESSEN⁴ (2004), *apud* REBMANN, 2011). Efeitos adicionais de adições são a redução da exsudação interna (DAL MOLIN, 2005), segmentação dos poros e homogeneização da pasta por promoverem inúmeros pontos de nucleação para precipitação dos produtos de hidratação (MEHTA e AİTCIN, 1990).

2.5.3 Agregados

Segundo Aİtcin (2000), no concreto convencional geralmente não há necessidade de atenção especial na escolha do agregado graúdo, tendo em vista que a ruptura desse concreto se dará na pasta. Entretanto, quando se trata de concreto de alto desempenho (CAD), a pasta hidratada de cimento e a zona de transição podem ser tão resistentes que o elo mais fraco da mistura se torna o agregado graúdo. O autor indica ainda que quanto maior for a resistência esperada para o concreto, menor deverá ser o diâmetro máximo do agregado. Libório (2003), afirma que agregados graúdos com dimensões maiores ou de formato achatado tendem propiciar interface mais porosa principalmente na parte inferior do agregado, região onde se acumula água de exsudação interna e há tendência de se acumular bolhas. O autor ainda comenta que, além de gerar região mais porosa, onde facilita a formação de fissuras, essa condição pode levar a uma redução de pontos de transferência de tensões do agregado para a matriz, podendo ocasionar ruptura antecipada do agregado e, assim, reduzindo a resistência do concreto.

Pereira (2010), ressalta que precauções devem ser tomadas com relação às substâncias deletérias que podem estar presentes nos agregados, propiciando o desenvolvimento de reações químicas no concreto.

2.5.4 Máximo preenchimento do volume do concreto pelos agregados

Sabe-se que à medida que se intenta diminuir o consumo de cimento na mistura do concreto, é vantajoso preencher ao máximo o volume do concreto com os agregados, e é

⁴ SCRIVENER, K. L., CRUMBIE, A. K., LAUGESSEN, 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.

possível chegar a esse objetivo estudando o empacotamento dos agregados. McGeary⁵ (1961) *apud* Oliveira *et al.* (2000), definiu empacotamento como sendo a seleção da proporção e do tamanho apropriado dos materiais particulados de forma com que, os vazios deixados pelo material de granulometria maior, sejam ocupados por material de granulometria menor e assim sucessivamente.

Johansen e Andersen⁶ (1991) *apud* Koehler e Fowler (2007), apontam vantagens do empacotamento, tais como: na resistência do material; na rigidez; na fluência e na permeabilidade.

Oliveira *et al.* (2000), aponta os fatores que influenciam o empacotamento. O primeiro deles é a distribuição granulométrica: para que esse não afete negativamente o empacotamento é necessário partículas em tamanhos e quantidades adequadas para que as partículas menores ocupem satisfatoriamente os espaços vazios deixados pelas maiores. Se for introduzido material com partículas maiores que os espaços vazios deixados, essas ocasionarão o surgimento de novos espaços vazios. Outros fatores são forma, angulosidade e textura do agregado, em que à medida que diferem do formato esférico, diminui a densidade do empacotamento. Quando há a mistura de dois ou mais materiais, ao escolher proporção que difere do ponto ótimo, não há completo empacotamento.

Koehler e Fowler (2007), afirmam que juntamente com a densidade do empacotamento, seria importante determinar o índice de vazios restante após o empacotamento, e esse espaço vazio restante deve ser preenchido adequadamente com pasta. Um concreto dosado com volume de pasta inferior ao índice de vazios produz um concreto mais poroso e com falta de pasta. Todavia, com o volume de pasta exato ao índice de vazios, produz concreto com agregados muito próximos, provocando imbricamento entre os grãos e redução de trabalhabilidade.

2.5.5 Tipos de cimento

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a finura do cimento Portland afeta a reologia do concreto. Quanto mais fino o cimento, mais rápido será a sua reação. Para certo composto, a taxa de reatividade e, assim, o desenvolvimento de sua resistência pode ser acentuado pela moagem intensificada. Porém, limites devem ser estabelecidos por conta do alto custo da moagem e do alto calor de hidratação para cimentos mais finos. É comum considerar que

⁵ McGEARY, R. K. Mechanical packing of spherical particles. *Journal of the American Ceramic Society*, v. 44, n. 10, p. 513-522, out. 1961.

⁶ JOHANSEN, V.; ANDERSEN, P. J. Particle Packing and Concrete Properties. In: SKALNY, J.; MINDESS, S. (eds.). *Materials Science of Concrete II*. Westerville, OH: American Ceramic Society, 1991, p. 111-147.

partículas maiores que 45 μm têm hidratação lenta e as maiores que 75 μm podem nunca hidratar. Portanto, dados como distribuição granulométrica e área superficial pelo método Blaine são utilizados para avaliação do cimento.

O tipo de cimento e as propriedades do concreto dependem da constituição físico-química do cimento e da evolução do processo de hidratação (REBMANN, 2011). A composição granulométrica do cimento e sua finura desempenham papel fundamental no comportamento reológico e no desenvolvimento do desempenho mecânico do concreto. A resistência final do cimento totalmente hidratado independe da finura original, contudo, a velocidade com que se chega a esta resistência está diretamente ligada a finura (KIHARA e CENTURIONE, 2005). A dificuldade em hidratar o cimento é mais crítico para concretos de alto desempenho, já que uma de suas características é ter relação a/c reduzida (REBMANN, 2011).

Além da finura do material, a composição química do cimento Portland também causa alterações tanto na velocidade de hidratação como na resistência final do concreto. O clínquer é composto basicamente por silicatos (C_3S e C_2S), e aluminatos (C_3A e C_4AF). Porém, as altas temperaturas na sua produção possibilitam que impurezas, tais como, magnésio, sódio, potássio e enxofre, entrem nas soluções sólidas dos principais compostos do material. Essas impurezas produzem imperfeições que explicam a instabilidade dos compostos principais quando submetidos a meios aquosos, e dependendo do maior ou menor grau de impureza, o composto se torna mais ou menos reativo. Os aluminatos contêm muitas impurezas, por isso são altamente reativos; por outro lado, o C_2S possui estrutura com menos falhas, portanto menos reativo. Classificando os compostos de acordo com sua reatividade tem-se: $\text{C}_3\text{A} > \text{C}_3\text{S} > \text{C}_4\text{AF} > \text{C}_2\text{S}$ (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Analisando a reação química de hidratação das fases silicato observa-se que o C_3S forma 61 % de C-S-H e 39 % de CH, enquanto que o C_2S forma 82 % de C-S-H e 18 % de CH. Como a alta área superficial específica e, conseqüentemente, a propriedade adesiva da pasta de cimento se deve essencialmente à formação de C-S-H, a resistência final com C_3S é menor que com C_2S (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

2.6 Considerações finais

O CBCC apresenta-se como uma interessante alternativa frente ao grande consumo de cimento já que propõe desaceleração no consumo do mesmo. O consumo consciente dos recursos provoca conseqüências como prolongamento da vida útil das jazidas, menor emissão

de CO₂, o que se apresenta vantajoso, pois os mecanismos de retirada de CO₂ da atmosfera ainda se apresentam pouco viáveis, redução no consumo de energia e redução de gastos com transporte. Esse tipo de concreto ainda propicia melhorias por meio de técnicas como empacotamento e melhor dispersão de partículas.

Portanto, frente aos problemas gerados com a extração de matéria-prima da natureza, o CBCC pode ser uma ferramenta viável para a substituição do concreto convencional.

3. CONCRETO AUTOADENSÁVEL

Este capítulo aborda o CAA, a sua importância, as propriedades necessárias no estado fresco, os materiais utilizados para a sua produção, ensaios para verificar as propriedades do concreto e se atendem às especificações do CAA, além de apresentar metodologias de dosagem indicadas por alguns autores.

3.1 Considerações iniciais

Nunes (2001), indica o início do desenvolvimento do concreto autoadensável (CAA) por volta de 1980 no Japão em que se buscou obter estruturas com boa qualidade e processo construtivo mais seguro, que causasse menor impacto ao meio ambiente, à saúde dos trabalhadores e que se apresentassem mais duráveis. Havia sido constatado que algumas deficiências nas estruturas concretadas advinham de problemas de execução, especialmente no tocante ao adensamento, nas regiões densamente armadas. A autora afirma ainda que o Professor Okamura da Universidade de Tóquio sugeriu em 1986 a utilização de um concreto para estruturas comuns inspirado no concreto submerso que tem por característica, coesão para resistir à lavagem.

Em 1988 o primeiro protótipo foi produzido e, segundo Okamura e Ouchi (2003), o mesmo se comportou de modo satisfatório, apresentando resultados interessantes em relação à retração de secagem, a retração de endurecimento, calor de hidratação, densidade, entre outros. A partir de então, esse tipo de concreto se popularizou e assumiu alguns nomes como “concreto de alta performance” e, segundo Almeida Filho (2006), “concreto de alta resistência autoadensável” e atualmente conhecido como concreto autoadensável.

O concreto autoadensável é um concreto que possui a característica de se compactar através do peso próprio por toda a forma excluindo o adensamento mecânico. Flui sob ação da gravidade e mesmo com alta densidade de armadura é capaz de preencher todos os espaços, garantindo boa resistência à compressão e durabilidade (OKAMURA, 1997; EFNARC, 2005; GOMES e BARROS, 2009).

Para obter a habilidade de adensamento livre, ou seja, independente de adensamento mecânico, deve-se equilibrar alta fluidez e moderada viscosidade. A alta fluidez é obtida com

a utilização de aditivos superplastificantes, já a moderada viscosidade e a coesão são adquiridas com a utilização de adições minerais com a granulometria muito fina e/ou aditivos modificadores de viscosidade (AMV). Somando-se a essas características, há o alto volume de pasta e menor volume de agregados que o CAA apresenta se comparado ao concreto convencional (CC), aqui admitido como o concreto que necessita de adensamento mecânico (GOMES e BARROS, 2009).

Gomes (2002) apresentou distribuições de composição dos materiais na dosagem do CAA sendo que, em se tratando de pasta, o autor aponta o teor entre 35 e 40%, volume alto para garantir a fluidez da mistura.

O consumo de finos é de cerca de 400 a 650 kg/m³, onde este compreende partículas inferiores a 100 µm, e consistem de cimento (200 a 400 kg/m³) e fílers minerais, sendo pozolânico ou naturais. A alta quantidade de finos se dá pela necessidade de reduzir o atrito entre os agregados graúdos, além de evitar a segregação dos materiais. A utilização de pozolanas e fílers tem sido utilizada também para redução do volume de cimento (GOMES, 2002).

A quantidade de água na mistura varia de 150 a 180 kg/m³ com relação entre peso da água e o peso dos fílers (A/F), variando entre 0,25 e 0,4 e, com relação peso da água e peso de finos mais agregados finos (A/F+AF), variando de 0,11 a 0,14 (GOMES, 2002).

Se tratando do volume de agregados, o agregado graúdo tem seu consumo em cerca de 30 a 35% do volume total do concreto, a dimensão do agregado graúdo deve ser pequena para evitar bloqueio ao passar pela armadura, indica-se dimensão dos agregados entre 10 e 20 mm. O volume do agregado miúdo fica em torno de 40 a 50% do volume de argamassa, com consumo oscilando entre 710 e 900 kg/m³. A relação entre agregado graúdo e o total de agregados varia entre 0,44 e 0,64 (GOMES, 2002).

3.2 Propriedades do CAA no estado fresco

O desempenho adequado do CAA requer mistura com alta fluidez e razoável viscosidade além de coesão entre os materiais que compõem o mesmo. Essas características visam assegurar que o concreto tenha fluxo contínuo e uniforme, capaz assim, de preencher a forma mesmo sendo necessário passar por obstáculos sem produzir bloqueio entre a armadura (GOMES, 2002). Essas características estabelecem as propriedades básicas do CAA no estado fresco, e são elas: capacidade de preenchimento, resistência à segregação e capacidade de passar

entre espaços estreitos (SKARENDAHL e PETERSSON⁷ (2001) *apud* NUNES, (2001). Além dessas propriedades, o autor Almeida Filho (2006), indica como sendo importante a trabalhabilidade do concreto.

A capacidade de preenchimento está intimamente ligada à habilidade de passagem. Aquela é a propriedade de fluir ao longo de formas com armadura ainda que densa e preencher os espaços entre elas só com o seu peso próprio, sem que esses obstáculos causem interferência em seu fluxo. Os mecanismos que governam essa propriedade são: alta fluidez e coesão na mistura (GOMES, 2002; ALMEIDA FILHO, 2006).

A resistência à segregação ou estabilidade, segundo Gomes (2002), é a capacidade do concreto de resistir à segregação dos elementos que compõem o mesmo. Essa propriedade torna o concreto mais uniforme durante o transporte, lançamento e consolidação. Os mecanismos que governam esta propriedade são a coesão e a viscosidade. Segundo Repette (2011), a dimensão dos agregados influencia fortemente a resistência à segregação do CAA além de influenciar também a trabalhabilidade do mesmo.

Habilidade de passagem que é a capacidade de fluir bem entre obstáculos sem sofrer bloqueio dos componentes, segundo o autor Gomes (2002), propriedade mais importante do CAA, tendo em vista que a mesma determina a capacidade de preenchimento das formas e influencia diretamente na resistência e durabilidade do concreto. Os mecanismos responsáveis por essa propriedade são a viscosidade moderada da pasta e da argamassa, e o agregado utilizado em relação à sua dimensão máxima característica.

A ASTM C 125-03 (2015) define trabalhabilidade como propriedade que estabelece o esforço exigido para manusear certa quantidade de concreto fresco, obtendo perda mínima de homogeneidade. Se tratando de manusear inclui o lançamento, adensamento e acabamento. A energia necessária para lançar o concreto é determinada principalmente pelo esforço total necessário para iniciar e manter o fluxo, e depende tanto das propriedades reológicas da pasta de cimento e do atrito interno entre as partículas de agregados, quanto do atrito externo entre o concreto e a superfície da forma.

Almeida Filho (2006), afirmou que esta propriedade se descreve tanto qualitativamente, como no caso do lançamento do concreto, quanto quantitativamente por causa dos seus parâmetros reológicos. Os parâmetros reológicos mais habituais para classificar a trabalhabilidade são a tensão de escoamento e a viscosidade plástica.

⁷ SKARENDAHL, A; PETERSSON, O. **Self-Compacting Concrete**. State-of-Art report of RILEM Committee 174-SCC, Report 23, RILEM Publications, 2001.

3.3 Materiais

Nos tópicos a seguir serão apresentados os principais materiais utilizados na produção do CAA e as características apresentadas que permitem compor o concreto com melhor desempenho. Apesar de ser obtido com basicamente os mesmos materiais que um CC, há algumas diferenças, como maior adição de finos e utilização de aditivo superplastificante classificado como de terceira geração que garante a dispersão das partículas, além da possibilidade de se utilizar agentes modificadores de viscosidade.

3.3.1 Agregado miúdo

O EFNARC (2002), afirma que qualquer tipo de agregado miúdo pode ser utilizado na confecção do CAA, tanto o britado quanto o natural. Repette (2011), indica a utilização de areia natural, pois são compostos por grãos com o formato uniforme e arredondados. O autor comenta ainda que areia obtida pela britagem de pedra é menos indicada por ter grão com elevada angulosidade, além de superfície áspera que provoca elevado intertravamento de partículas e maior absorção de água, o que acarreta em aumento da quantidade de pasta e de aditivo superplastificante no CAA.

Okamura (1997), indica que partículas menores que 0,125 mm devem ser considerada como parte do volume de finos na mistura, pois influi na reologia do CAA. A dimensão máxima, formato e distribuição granulométrica também afetam a compactação e o índice de vazios do concreto. Almeida Filho (2006), afirmou que utilizar agregado miúdo de granulometria pequena melhora a trabalhabilidade e aumenta a viscosidade do CAA, pois reduz o índice de vazios.

Há grande importância no controle da umidade do agregado miúdo e na obtenção da absorção do mesmo, pois influencia a qualidade do CAA. Hibino e Maruyama⁸ (2002) *apud* Barboza (2016), indicam que há uma grande importância na obtenção do teor de umidade no agregado miúdo, sendo que influencia significativamente a adensabilidade do CAA. Porém, sabe-se da dificuldade de controlar a umidade do agregado no instante da produção do concreto, o que pode ser contornado utilizando o AMV (agentes modificadores de viscosidade).

⁸ HIBINO, M.; MARUYAMA, K. **Effect of surface moisture of sand on fluidity of fresh mortar**. In: CONCRETE STRUCTURES IN THE 21st CENTURY: Proceedings of the first FIB congresso, Osaka Japan, março de 2002, Proceedings..., Publicado por Japan prestressed concrete engineering association e Japan concrete institute, Osaka, [CD-ROM].

3.3.2 Agregado graúdo

Repette (2011), comentou que agregados graúdos com partículas angulosas e lamelares, textura áspera e forma irregular devem ser utilizados para a produção de CAA com granulometria mais fina para minimizar o efeito na fluidez do concreto. Afirmou ainda que a dimensão máxima do agregado graúdo na confecção do CAA é de cerca de 19 mm, mas não exclui a utilização de agregado graúdo com maior dimensão, para estes casos indicou a utilização de pasta com maior viscosidade para reduzir o risco de segregação. Porém, aumentam as chances da ocorrência de bloqueio quando o concreto passa pela armadura. Em função disso, é recorrente a aplicação de agregado graúdo com dimensão máxima de 9,5 mm de diâmetro, o que pode gerar composição econômica e de bom desempenho.

3.3.3 Cimento

Gjorv⁹ (1992) *apud* Tutikian e Dal Molin (2008), comenta que deve ser considerado o tipo de cimento a ser utilizado no que tange a quantidade de água necessária e a trabalhabilidade da mistura, nesses quesitos, o fator de controle é o teor de aluminato tricálcio (C₃A) e a granulometria que o cimento apresenta. Quanto menor for a quantidade de C₃A, mais fácil será controlar sua reologia, além do que, o endurecimento do concreto será mais lento. Assim, cimentos com teor de C₃A acima de 10% em sua composição pode ocasionar rápida perda de fluidez o que dificulta a aplicação do CAA no canteiro de obras. Levando-se em consideração a necessidade de maior teor de finos no CAA, para que se aumente a coesão da mistura, cimentos de maior superfície são mais apropriados, porém, deve se aumentar o cuidado em relação ao calor de hidratação e retração do concreto.

Gomes e Barros (2009), indicam que a quantidade de cimento na mistura de CAA está entre 200 e 450 kg/m³, sendo que essa quantidade depende da utilização de adições reativas ou inertes. Já para CAA produzidos com quantidade de cimento que ultrapasse 500 kg/m³ devem ser tomados cuidados adicionais em função dos problemas envolvendo a retração. Para dosagens de CAA com volume de cimento menor que 300 kg/m³ deve ser incluído na dosagem outros materiais cimentícios, tais como: cinza volante, escória, entre outros.

⁹ GJORV, O.E. High-strength concrete. In: ADVANCES IN CONCRETE TECHNOLOGY, Athens, 1992. **Proceedings**. Montreal: CANMET, 1992. p.21-77.

3.3.4 Aditivos e adições minerais

A NBR 11768:2011 (ABNT, 2011) define o aditivo como sendo o material que, adicionado em pequenas quantidades, melhora algumas de suas qualidades, torna a mistura mais adequada aos diversos tipos de situações exigidas em projeto como por exemplo: coesão, trabalhabilidade, fluidez, e até a durabilidade.

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), as adições minerais são materiais finamente moídos, adicionados ao concreto com o objetivo de adquirir características específicas. São utilizados em quantidades relativamente altas, reduzindo custos e aumentando a trabalhabilidade do concreto no estado fresco, podem até trazer benefícios como melhor resistência à fissuração térmica, à expansão álcali agregado e ao ataque por sulfatos.

Segundo Tutikian *et al.* (2011), deve-se considerar a adição mineral ou finos como os materiais que possuem dimensões de partículas menores que 0,150 mm, indica-se que mais de 75% tenham dimensões menores que 0,075 mm.

Segundo Cavalcanti (2006), pode-se classificar as adições de acordo com sua ação no concreto em predominantemente inertes (API) ou predominantemente reativas (APR). As APR contribuem para a formação dos hidratos e são: cinza volante, cinza de casca de arroz, escória de alto-forno, sílica ativa e metacaulim. Por outro lado, as API acarretam ação física, causam estruturas com maior compacidade, exemplos desses são: fíler de calcário, quartzo, e o resíduo de beneficiamento de mármore e granito (RBMG).

Dentre os aditivos e adições existentes, os mais utilizados para a produção do CAA são o superplastificante, a sílica ativa e os fílers (BARBOZA, 2016).

3.3.4.1 Aditivo superplastificante

Segundo a NBR 11768:2011 (ABNT, 2011), o aditivo superplastificante que também pode ser chamado como aditivo redutor de água de alta eficiência, são produtos que modificam a consistência do concreto ao se manter a quantidade de água; ou reduzem a quantidade de água necessária em uma mistura para se ter certa consistência; ou ainda como aquele que produz esses dois efeitos simultaneamente.

Os superplastificantes mais aconselhados a serem utilizados no CAA são os policarboxilatos (PC), pois possuem desempenho superior aos demais tipos de superplastificantes, tanto no quesito de proporcionar maior fluidez quanto por mantê-la por

mais tempo. Contudo, mesmo com esse tipo de aditivos superplastificante, pode ocorrer perda de fluidez que comprometa a utilização do CAA, a queda do desempenho aparentemente é mais comum após os 30 minutos de mistura. Os superplastificantes à base de policarboxilatos são de alta eficiência e podem reduzir até 40% da água em uma mistura mantendo a trabalhabilidade. Esse tipo de superplastificante é polimérico (TUTIKIAN e DAL MOLIN, 2008; REPETTE, 2011).

As partículas anidras de cimento tendem a se atrair e formar flocos em uma pasta de cimento, esses flocos aprisionam grande quantidade de água e ar, ou comportam-se como grande partícula de cimento. Em um sistema de pasta de cimento altamente floculada o tamanho e forma dos poros são diferentes quando comparados a um sistema bem disperso além dos produtos cristalinos de hidratação (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Neville (2016), afirma que a principal ação do superplastificante é envolver as partículas do cimento, conferindo a essas, carga altamente negativa, dessa forma elas se repelem e, conseqüentemente as partículas de cimento se dispersam. A melhoria desse aditivo na trabalhabilidade pode ser aproveitada tanto para a produção de material com alta trabalhabilidade ou com alta resistência, este seria advindo da mistura com baixa relação água/cimento.

Segundo Aïtcin, Jolicoeur e MacGregor¹⁰ (1994) *apud* Neville (2016), o mecanismo de ação do superplastificante não é totalmente entendida, tem-se o conhecimento da sua interação com o C₃A, gerando retardo de sua hidratação e, conseqüentemente, provoca a formação de pequenos cristais de etringita de formato aproximado ao cúbico, ao invés de formato de agulha. Esse formato cúbico melhora a mobilidade da pasta de cimento. Para Glasser (1992), essa provavelmente não seja a principal forma de ação dos superplastificantes, tendo em vista que eles também melhoram a trabalhabilidade do cimento parcialmente hidratado, em que os cristais de etringita já estão formados.

A relação cimento-aditivo depende das propriedades físicas e químicas dos materiais. Portanto, é comum dizer que alta redução de água e manutenção da trabalhabilidade do concreto ao longo do tempo são obtidas quando ocorre compatibilidade entre aditivo e cimento. Formagini (2005), afirma que a escolha de um eficiente dispersante é tão importante quanto a do cimento. Os aditivos superplastificantes disponíveis no mercado possuem eficiência variada

¹⁰ AÏTCIN, P. C., JOLICOEUR, C., MACGREGOR, J. G. Superplasticizers: how they work and why they occasionally don't. **Concrete International**, Maio, 1994. pp. 45-52.

na dispersão das partículas, na redução da quantidade de água e no controle da reologia de um traço com relação a/c muito baixa.

Segundo Aitcin, Jolicoeur e MacGregor¹⁰ (1994) *apud* Neville (2016), por causa da diversidade de aditivos e cimentos, a interação entre eles pode gerar vários resultados diferentes. Isso pode, portanto, afetar o grau de fluidez, a manutenção da trabalhabilidade, causar segregação, retardamento, incorporação de ar, dentre outros. Quando ocorre prejuízo nestas propriedades se diz que houve incompatibilidade entre o cimento e o aditivo. Para a avaliação dessa interação normalmente são realizados dois ensaios: miniabatimento e funil Marsh. Com esses ensaios pode-se determinar o ponto a partir do qual o aumento na quantidade de aditivo superplastificante não traz ganho de trabalhabilidade. Esse ponto pode ser chamado de ponto de saturação. Determinar esse valor é de interesse econômico, impedindo custo desnecessário e também técnico, pois dosagens excessivas podem levar a problemas de retardo de pega e incorporação de ar.

O ensaio de miniabatimento envolve preencher uma forma no formato de mini tronco de cone com pasta de cimento. Após preenchimento, se levanta a forma e deixa a pasta se espalhar sobre uma superfície plana. A área de espalhamento é o parâmetro de medição o qual é relacionado à trabalhabilidade da pasta, quanto maior a abertura da pasta, maior a trabalhabilidade. A influência do teor de aditivo, adições, relação a/c e tempo decorrido entre a preparação da pasta e ensaio podem ser avaliados em termos de trabalhabilidade (KANTRO, 1980).

O ensaio do funil Marsh compreende aferir o tempo que certo volume de pasta leva para fluir através de um funil com dimensões padronizadas. Este tempo relaciona-se com a trabalhabilidade da pasta, quanto mais rápido fluir, maior a trabalhabilidade. Os mesmos parâmetros avaliados no ensaio de miniabatimento podem ser avaliados com esse ensaio.

Suhr e Shöner¹¹ (1990) *apud* Roncero (2000), afirma que ao ser aplicado superplastificante em excesso na mistura do CAA pode causar exsudação, e a interação entre o aditivo superplastificante e o sulfato interfere na estabilidade do concreto. Roncero (2000), afirma ainda que a utilização de superplastificante no concreto, quando este está em estado endurecido, pode causar alteração em sua estrutura interna, gerando poros capilares menores ocasionando menor conexão entre os vazios. Segundo Ramachandran (1984), essa alteração na microestrutura afeta a distribuição dos poros contribuindo para a retração no concreto.

¹¹ SUHR, S.; SCHÖNER, W. **Bleeding of cement pastes**. IN: Properties of Fresh Concrete, (International RILEM Symposium), Proceedings, Hanover, Germany, Ed. H. J. Wierig, Chapman and Hall, London, U.K., 1990. p. 33-40.

3.3.4.2 Aditivo Modificador de Viscosidade

O AMV é empregado no CAA para aprimorar sua resistência à segregação. A base de polissacarídeos, a estrutura desses, viabiliza a retenção de água, diminuindo a exsudação, aumentando a viscosidade da pasta e por consequência reduzindo a ocorrência de segregação do CAA (REPETTE, 2011).

Segundo o referido autor, a utilização desse tipo de aditivo é dispensável à produção do CAA caso o mesmo tenha a quantidade adequada de finos, porém o uso de AMV auxilia também na correção da variação dos componentes, principalmente nos quesitos forma e distribuição granulométrica dos agregados miúdos e à inconstância na quantidade de água utilizada na mistura do CAA. É comum o aumento da retração por secagem quando há alto teor de dosagem do AMV.

3.3.4.3 Sílica ativa

A sílica ativa é considerada material pozolânico, a NBR 12653:2014 (ABNT, 2014) define material pozolânico como um material que possui pouca ou nenhuma ação aglomerante, porém, na presença de água reage com o Ca(OH)_2 , produto de hidratação do cimento Portland à temperatura ambiente, formando compostos com propriedades aglomerantes. Segundo Tutikian e Dal Molin (2008), a utilização de adições, como a da sílica ativa, é muito efetiva no aumento da coesão do CAA, assim como o aumento da resistência e da durabilidade.

O efeito na resistência pela utilização da sílica ativa advém de um processo químico e um físico. O processo químico ocorre em razão da pozolana e o processo físico ocorre por causa da ação de micro fíler existente. Portanto, o aumento da resistência gerado pela utilização da sílica ativa ocorre pelo aumento da resistência da ligação entre o agregado e a pasta na zona de transição que se torna menos porosa e mais compacta além de formar uma microestrutura da região interfacial mais homogênea (TOUTANJI; EL-KORCHI, 1995).

De acordo com Neville (2016), sílica ativa advém da produção de silício ou de ligas de ferrosilício, obtidos a partir de quartzo de alto grau de pureza e de carvão em forno elétrico a arco submerso. O SiO_2 gasoso que se libera ao sofrer oxidação se condensa na forma de partículas esféricas extremamente finas de sílica amorfa. Esta é altamente reativa, por sua baixa granulometria, acelerando a reação com o hidróxido de cálcio que é produzido na hidratação do cimento Portland.

3.3.4.4 Fíler

Neville (2016), define fíler como material finamente moído que se aproxima da finura do cimento Portland, e graças à suas propriedades físicas, melhora algumas propriedades do concreto como: trabalhabilidade, massa específica, permeabilidade, capilaridade, exsudação e tendências à fissuração. De modo geral são quimicamente inertes, porém, essa característica não é uma desvantagem caso possua alguma característica hidráulica ou reajam de forma não prejudicial com o produto da pasta de cimento hidratada.

EFNARC (2005), define em geral, o fino como sendo uma partícula com diâmetro inferior a 0,125 mm. Gomes (2002), comenta que à medida que se aumenta a quantidade de finos ocorre melhoria das propriedades mecânicas do CAA no estado endurecido, entretanto, aumenta também o consumo de superplastificante e de água em virtude da finura do material.

A cinza volante também é indicada para substituir a quantidade de cimento e consequentemente eleva a resistência à compressão do concreto, em função da ação pozolânica da cinza volante, principalmente em idades acima de 91 dias. Porém, o valor ótimo de teor de cinza volante está entre 30 e 50% em relação ao volume de cimento (KAWAGUCHI *et al.*¹² (1998) *apud* ALMEIDA FILHO, 2006).

Segundo Repette (2011), o pó de pedra, ou pó de britagem, seja basáltico ou granítico, é indicado para a composição de finos do CAA. Há uma indicação de se utilizar teor de até 10% do total da composição de finos da mistura, pois o formato anguloso das partículas aumenta significativamente a demanda de superplastificante e água, além de tornar a pasta áspera comprometendo o acabamento superficial do concreto.

3.4 Ensaios de verificação das propriedades do CAA

Um concreto para ser considerado autoadensável precisa passar por alguns ensaios em seu estado fresco, garantindo a qualidade e características esperadas do mesmo. Os ensaios são utilizados então para medir a fluidez, habilidade de passar por obstáculos coeso e íntegro e resistência à segregação. Para cada propriedade há um grupo de ensaios.

As dimensões dos aparelhos para a realização dos ensaios e os procedimentos dos mesmos são regidos pela NBR 15823:2010 (ABNT, 2010).

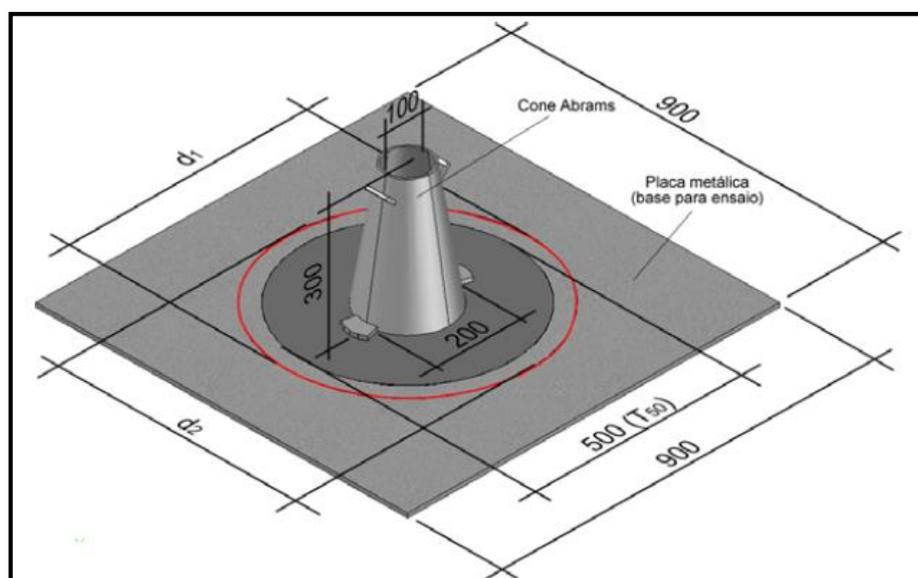
¹² KAWAGUCHI, N.; KOHNO, K.; KUROSE, Y.; BAKOSHI, T. **Investigations on durability of high-volume fly ash concrete.** In: FOURTH CANMET/ACI/JCI INTERNATIONAL CONFERENCE: Recent advances in concrete technology (SP-179), Tokushima, Japão, 7 a 11 de junho de 1998, Proceedings... Editores: V. M. Malhotra, publicado pelo ACI (E.U.A.), Tokushima, p. 714-730.

Tutikian e Dal Molin (2008), ressaltam que somente um método de ensaio não consegue medir todas as propriedades necessárias, porém, os mesmos podem ser realizados com aparelhos de dimensões pequenas, o que facilita a execução de pelo menos três ensaios tanto em laboratório quanto no canteiro de obras.

3.4.1 Ensaio de espalhamento (*slump flow test*)

O ensaio de espalhamento consiste em preencher o cone de Abrams com o concreto sem a utilização de compactação. Então o cone é suspenso, o tempo entre o levantar do cone e o instante em que o concreto em formato circular alcança a marca de 50 cm é aferido e chama-se T_{50} . Após espalhar, também são medidos dois diâmetros perpendiculares entre si chamados de d_1 e d_2 , que correspondem ao espraçamento que o concreto alcança submetido apenas pelo seu peso próprio. O ensaio é usado para avaliar quantitativamente o concreto em relação fluidez, e qualitativamente podendo-se verificar se ocorre segregação ou exsudação no material (REPETTE, 2011). O equipamento necessário e suas dimensões são indicados na Figura 3.1.

Figura 3.1 - Equipamento para ensaio de espalhamento (dimensões em mm)



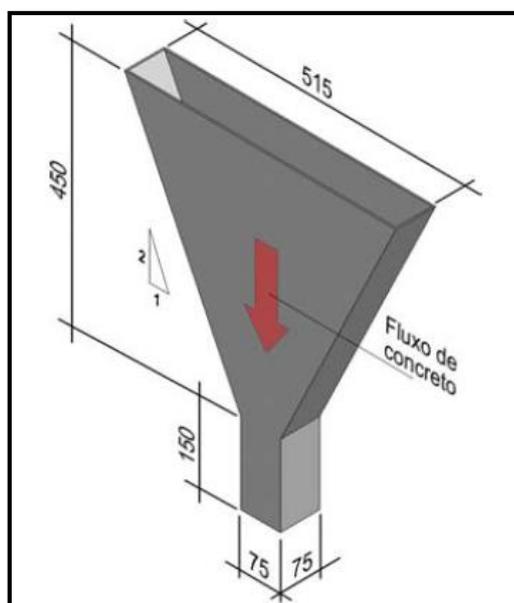
Fonte: Barros (2009).

Diz que o concreto segregou caso seja observado aglomeração de agregado graúdo no centro do material, já a exsudação é verificada caso seja observado excesso de água ao redor de todo o diâmetro do material espalhado. Para Repette (2011), a média final do diâmetro do concreto deve ser maior que 55 cm, e o T_{50} deve ser em torno de 2 a 5 segundos.

3.4.2 Ensaio de Funil-V (*V-funnel test*)

O ensaio de Funil-V foi desenvolvido para se verificar a capacidade do CAA escoar e passar por um estreitamento. Indica-se o uso desse ensaio em concretos com diâmetro máximo de agregado de 19 mm. (REPETTE, 2011). O equipamento necessário e suas dimensões são indicados na Figura 3.2.

Figura 3.2 - Equipamento para o ensaio Funil-V (dimensões em mm)



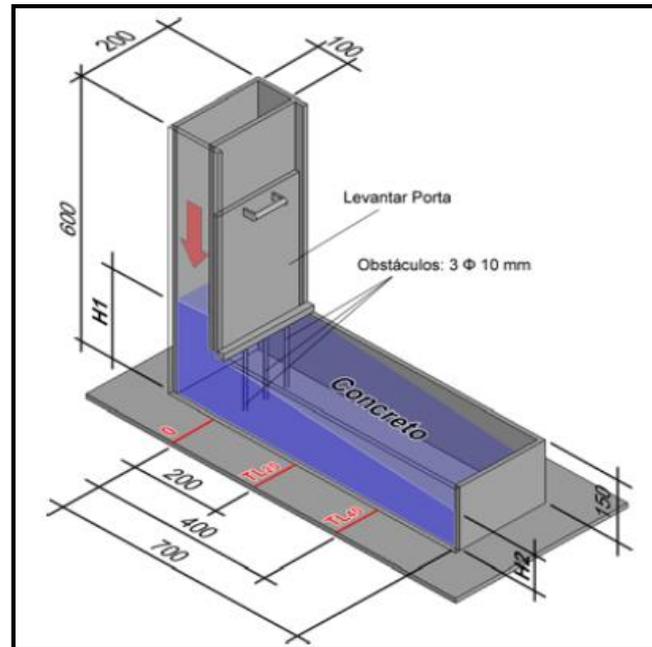
Fonte: Barros (2009).

Preenche-se o Funil-V com cerca de 12 litros de material, sem adensamento, preenchendo completamente o funil. Então é aferido o tempo que o todo o material leva para escoar pelo funil que é determinado, desde o instante em que abre-se a parte inferior, até que a luz seja visível através da parte superior do equipamento. O tempo de escoamento deve ser entre 7 e 13 segundos (ALMEIDA FILHO, 2006).

3.4.3 Ensaio de Caixa-L (*L-box test*)

O ensaio de Caixa-L (Figura 3.3) avalia a capacidade de passagem do CAA, verificando se o mesmo consegue passar por obstáculos, que no caso da Caixa-L simula a armadura de uma estrutura, o concreto deve passar sem que ocorra bloqueio.

Figura 3.3 - Equipamento para o ensaio Caixa-L (dimensões em mm)



Fonte: Barros (2009).

O concreto é lançado sem adensamento no compartimento vertical da caixa. Quando é aberto o compartimento vertical, mede-se o tempo que o concreto leva para avançar até o TL20 e depois até o TL40. Quando o concreto para de se movimentar duas leituras são aferidas, a primeira chamada de H1 é a altura do concreto próximo à abertura inferior da parte vertical da caixa, o H2 é a altura do concreto na extremidade final do compartimento horizontal. Então é montada a relação $H2/H1$ que é chamada de razão de bloqueio que indica a facilidade do concreto de escoar mesmo que através de obstáculos. O diâmetro das barras utilizadas na Caixa-L não é normalizada, mas é comum se utilizar barra com diâmetro de 12,5 mm resultando em espaçamento entre elas de 40,5 mm (BARBOZA, 2016).

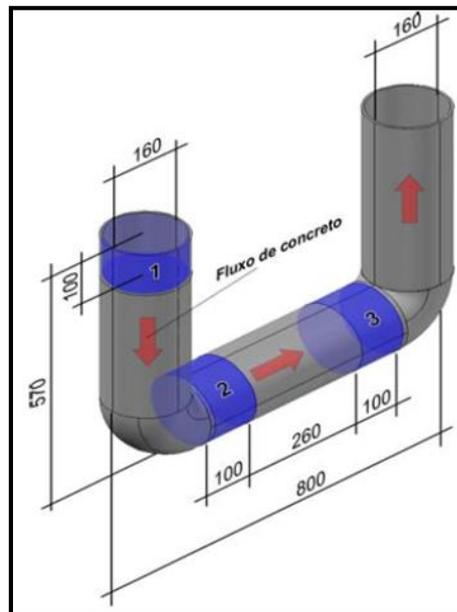
3.4.4 Ensaio de Tubo-U (*U-pipe test*)

Segundo Almeida Filho (2006) o ensaio de Tubo-U se mostra interessante por ser um processo simples e utilizado para medir a segregação do concreto, apesar de ser aplicável somente em concretos altamente fluidos. O equipamento para realizar esse ensaio é formado por tubos de PVC com diâmetro de 156 mm, os tubos são cortados em sua seção longitudinal.

O ensaio de Tubo-U consiste em preencher o equipamento (Figura 3.4) com concreto até que atinja a abertura da extremidade oposta, o mesmo deve ser adensado pelo seu próprio peso. Após o início da pega, o tubo é reclinado e a parte superior dos tubos é retirada para dar

acesso ao concreto, que deve estar rígido o bastante para manter seu formato, todavia, não deve estar endurecido.

Figura 3.4 - Equipamento para o ensaio Tubo-U (dimensões em mm)



Fonte: Barros (2009).

Três amostras devem ser retiradas de locais diferentes com tamanho de 10 cm. As amostras devem ser lavadas para que se retire toda a argamassa e restem apenas os agregados graúdos. Após secagem com papel toalha os mesmos devem ser pesados, os agregados das amostras 2 e 3 devem ser comparados com os da amostra 1. A razão de segregação (RS) é o menor dos dois valores.

O valor de segregação é o que apresenta menor valor das relações P_{d1}/P_{d2} e P_{d1}/P_{d3} , onde P_{d1} , P_{d2} e P_{d3} são as massas medidas referentes às amostras 1, 2 e 3. A segregação pode ser considerada desprezível se RS for maior ou igual a 0,90 (ALMEIDA FILHO, 2006).

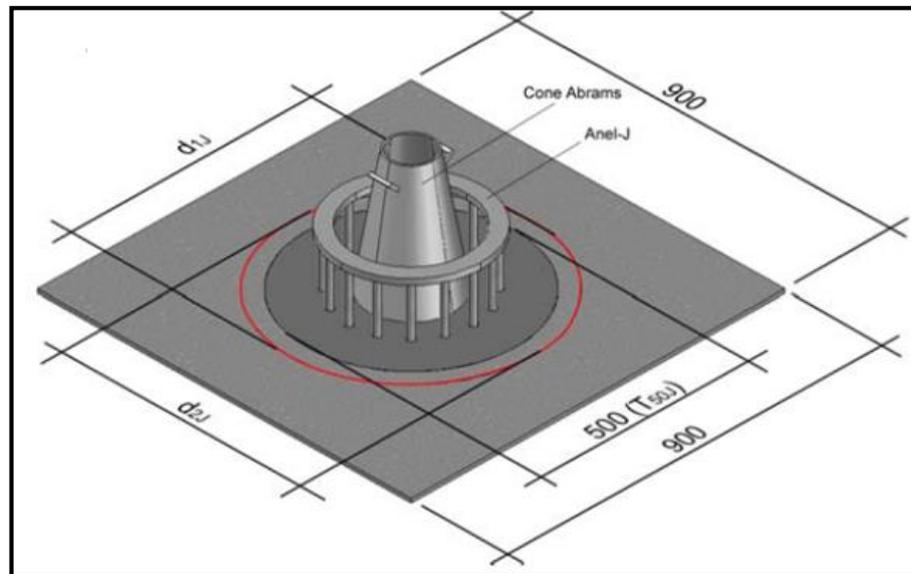
3.4.5 Ensaio de Anel-J (*J-ring test*)

Este ensaio busca avaliar a capacidade do CAA passar por obstáculos. Consiste em um anel metálico com 300 mm de diâmetro e 120 mm de altura contendo 16 barras de aço de 10 mm distribuídos de forma igual em todo o perímetro do anel (Figura 3.5).

Basicamente a forma de avaliar a habilidade passante do concreto é comparar o espalhamento alcançado pelo concreto em ensaio com o Anel-J e sem o Anel-J. Almeida Filho

(2006), afirma que a quantidade e diâmetro das barras de aço que compõem o Anel-J podem ser alterados em função do tamanho máximo do agregado que contém no concreto.

Figura 3.5 - Equipamento para o ensaio Anel-J (dimensões em mm)



Fonte: Barros (2009).

3.4.6 Ensaio de coluna de segregação

Este ensaio tem por objetivo 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. A coluna de segregação é formada por tubo de PVC com 200 mm de diâmetro e 660 mm de altura total e divide-se em três seções, a do topo e a da base possuem 165 mm de altura e a do meio possui 330 mm de altura NBR 15823-6:2010 (ABNT, 2010) (Figura 3.6).

De acordo com a NBR 15823-6:2010 (ABNT, 2010) utiliza-se a Equação 3.1 para calcular a resistência de segregação.

$$SR = 2 \cdot \frac{(m_B - m_T)}{(m_B + m_T)} \cdot 100 \quad (3.1)$$

Sendo: SR = resistência à segregação (%); m_B = massa do agregado graúdo obtido na porção do concreto retirada da base da coluna (g); e m_T = massa do agregado graúdo obtido na porção do topo da coluna (g).

Bethmont *et al.* (2009), afirmam que o tipo de segregação obtida por este ensaio é a segregação estática, define-se segregação estática quando ocorre após o concreto ser lançado nas formas.

Figura 3.6 - Equipamento para o ensaio coluna de segregação (dimensões em mm)



Fonte: Barros (2009).

3.4.7 Parâmetros de avaliação do CAA

Cada ensaio tem seus resultados aferidos, porém, são necessários valores de referência para avaliar se os resultados estão de acordo com o requerido para o CAA. Na Tabela 3.1 estão os valores recomendados por autores e normas.

Tabela 3.1 - Valores recomendados para ensaios de verificação do CAA

| Método | Unidade | Valores recomendados | | | |
|---------------|---------|----------------------|----------------|----------------------|-------------------|
| | | EFNARC | Gomes e Barros | Tutikian e Dal Molin | NBR 15823:2010 |
| Espalhamento | mm | 650 a 800 | 600 a 800 | 600 a 750 | 550 a 850** |
| Anel-J* | mm | 0 a 10 | 0 a 10 | 0 a 10 | 25 a 50/ 0 a 25** |
| Funil-V | S | 6 a 12 | 6 a 15 | 6 a 12 | 9 a 25 |
| Caixa-L h2/h1 | - | 0,8 a 1,0 | 0,8 a 1,0 | 0,8 a 1,0 | ≥0,8 |
| Tubo-U | - | - | ≥0,90 | ≥0,9 | - |

*medida do bloqueio pela diferença da altura

**variam conforme especificação do ensaio

Fonte: Adaptado de EFNARC (2002); Gomes e Barros (2009); Tutikian e Dal Molin (2008) e NBR 15823:2010 (ABNT, 2010).

3.5 Metodologias de dosagem

Gomes e Barros (2009), comentam que os métodos de dosagem do CAA diferem dos métodos para a obtenção do CC, entretanto, no geral, também são empíricos. Fundamentam-se em alcançar as propriedades do CAA. São encontradas na literatura várias metodologias para dosar o CAA. O método considerado como pioneiro e possivelmente o mais conhecido é o método desenvolvido no Japão por Okamura (1997); Ouchi, *et al.* (1996), à partir de então outros métodos foram propostos, cada método com suas teorias contribuiu para um melhor entendimento do comportamento do CAA.

Segundo Koehler e Fowler (2007), a maioria dos métodos de dosagem assumem o CAA como agregados em suspensão na pasta e procuram estabelecer três parâmetros: volume de pasta, composição da pasta e composição dos agregados. O volume da pasta geralmente é determinado de acordo com o índice de vazios dos agregados. A composição da pasta é tomada geralmente de forma independente do restante da mistura baseado na medição de fluidez, propriedades endurecidas ou ambos. Já o modelo para obter a composição dos agregados na maioria das vezes visa alcançar o menor índice de vazios. E finalmente combina-se o volume da pasta, sua composição e composição dos agregados para realizar o estudo do concreto e suas propriedades no estado fresco e endurecido.

3.5.1 Método de Gomes, Gettu e Agulló

O método foi proposto por Gomes, Gettu e Agulló (2003), e está melhor detalhada em Gomes (2002) e Barros (2009).

Baseia-se no princípio de otimização de pasta e do esqueleto granular ocorrendo separadamente, então na composição final busca-se o conteúdo necessário de pasta para que o concreto apresente as características do CAA no estado fresco. Basicamente, a viscosidade e a fluidez da pasta comandam o comportamento do fluxo do concreto. O método assume que o estabelecimento da composição da pasta não interfere na composição granular dos agregados e que há uma quantidade mínima de pasta necessária para que o concreto final atenda as especificações do CAA (GOMES e BARROS, 2009).

Realiza-se a dosagem do concreto em três fases: composição da pasta, determinação da composição granular dos agregados, visando o menor índice de vazios e, por fim, estudo do volume de pasta na mistura do concreto (GOMES e BARROS, 2009).

Os autores indicam fixar a relação a/c (água/cimento), então, determinar a dosagem do superplastificante (SP) e da melhor relação F/C (fíler/cimento). A determinação desses dois elementos ocorre por meio de parâmetros que definem pasta com ótimas propriedades e para isso utiliza-se os ensaios de miniabatimento e de funil Marsh. Quando se adiciona pozolanas como sílica ativa, sua dosagem geralmente é estabelecida conforme as características requeridas para o concreto, porém, é comum utilização da mesma entre 5% e 15% da massa do cimento, mais usualmente 10%.

Para cada relação F/C é determinado o ponto de saturação do SP, ou seja, quantidade adicionada de SP na mistura em que se for ultrapassada não trará benefícios quanto à fluidez da pasta, e caso esse valor seja excedido em muito pode até causar exsudação na mistura (GOMES 2002).

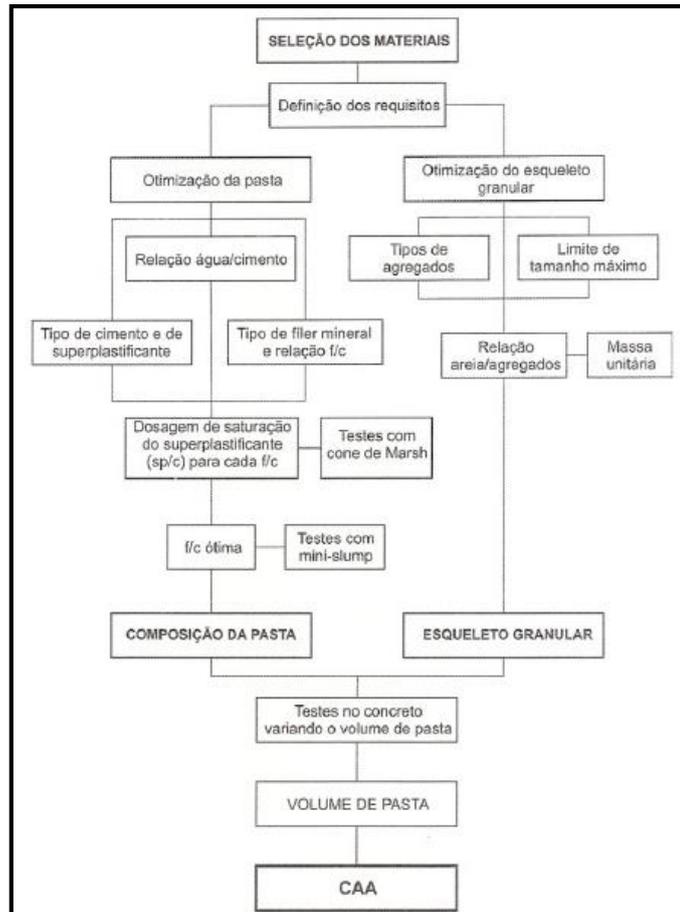
Para estabelecer o teor ótimo de SP o ensaio utilizado é o de funil Marsh já mencionado, após obtido esse valor, realiza-se o ensaio de miniabatimento para avaliar pastas com variadas relações de F/C, o diâmetro de espalhamento deve ser igual a 180 mm, podendo variar 10 mm e o abatimento da pasta deve alcançar 115 mm em um intervalo de tempo de 2 s a 3,5 s, apresentando valores dentro desses intervalos, a pasta é considerada própria para dosagem de CAA (BARBOZA, 2016).

A composição granular dos agregados é realizada com o objetivo de obter maior densidade e menor índice de vazios. O ensaio é realizado, fazendo a mistura de variados teores de agregados, a cada mistura se coloca o material em um recipiente com volume conhecido sem compactação, em acordo com o CAA, e então a sua massa é medida. A proporção areia/brita obtida é adequada, pois leva em consideração a textura, formato, densidade e granulometria dos agregados, o teor de vazios é referência para a determinação do teor de pasta na mistura para obtenção do concreto (GOMES e BARROS, 2009).

Segundo os mesmos autores, após realizado os estudos de composição da pasta e a relação areia/brita, se define o volume de pasta na mistura do concreto, para isso ensaios são realizados com variados teores de pasta a fim de avaliar o concreto em relação às suas características e se elas satisfazem aos parâmetros exigidos para o CAA. O volume da pasta deve ser basicamente o bastante para preencher os vazios entre os agregados e assegurar a distância de separação entre as partículas dos agregados.

Na Figura 3.7 indica-se o organograma com os passos para dosar o CAA.

Figura 3.7 - Diagrama que descreve o método de dosagem



Fonte: Gomes e Barros (2009).

3.5.2 Método DMDA (*Densified Mixture Design Algorithm*)

Descrito por Koehler e Fowler (2007), esse método busca maximizar a utilização de material sólido e minimizar o teor de água e cimento. Inicialmente realiza-se estudo da melhor composição de agregados, se houver adição de cinza volante, ela é considerada agregado, e o ensaio de melhor composição é realizado primeiramente com ela e a areia, e depois realiza-se o mesmo ensaio com a composição ótima da areia e de cinza volante com o agregado graúdo e então é obtida a maior densidade utilizando os três componentes.

Para esta composição é obtido o índice de vazios e então é calculado o volume de pasta com a Equação 3.2:

$$V_p = N \cdot V_v = \left(1 + \frac{s \cdot t}{V_v}\right) \cdot V_v \quad (3.2)$$

Sendo: V_p o volume de pasta; V_v o volume de vazios; S a área superficial da composição dos agregados; e t a espessura da pasta que envolve os agregados.

3.5.3 Método de Alencar e Helene

Descrito no trabalho de Alencar (2008), é baseado no método IPT/EPUSP para concreto convencional. Também denominado como método IBRACON.

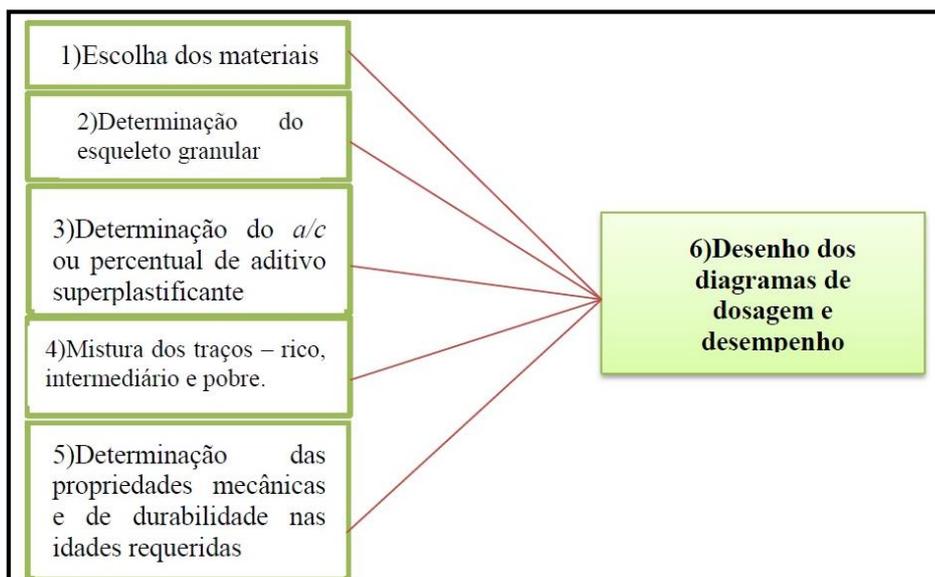
Em modificação ao método IBRACON, estipulou-se corrigir a coesão do concreto fresco pela substituição de parte do cimento por um fino pozolânico ou parte do agregado miúdo por um filer. Então é fixado um valor para a relação agregado seco em relação à massa do cimento (m). Inicialmente adota-se o valor de 53% de argamassa e percentuais de substituição e relação água aglomerantes baixos. Caso não chegue à fluidez requerida, se aumenta a substituição até que não aumente mais a fluidez, se ainda não alcançou as propriedades requeridas aumenta-se a utilização de aditivo e por último a relação água/aglomerante.

Se o volume de argamassa não atender às especificações, aumenta-se em 3% o teor de argamassa mantendo os teores obtidos na fase anterior. O processo continua até que tenha o teor de argamassa ideal. A cada ajuste são realizados os ensaios de verificação das propriedades mecânicas do concreto.

3.5.4 Método de Tutikian e Dal Molin

Este método é extensivamente descrito por Tutikian e Dal Molin (2008), e também em Gomes e Barros (2009), (Figura 3.8).

Figura 3.8 - Passos do método de dosagem de Tutikian e Dal Molin



Fonte: Barboza (2016) adaptado de Gomes e Barros (2009).

Na Figura 3.8 observa-se o método apresentado no formato de organograma. Inicialmente é realizada a escolha dos materiais que comporão o CAA. A princípio, as matérias utilizadas na obtenção do CC podem ser utilizadas desde que atendam às especificações para a obtenção do CAA. A composição dos agregados é obtida para ter o menor índice de vazios. Então é determinada a relação a/c, que pode ser tomada de acordo com o especificado em norma para as diferentes classes ambientais, ou determina-se a quantidade de SP baseados no histórico de concretos auxiliares. O próximo passo é determinar outros traços com mesmo teor de SP e proporção de agregados, portanto, variando o teor de argamassa. Determinam-se as propriedades mecânicas e de durabilidades para esses diferentes concretos e então o diagrama com o desempenho é apresentado para cada dosagem e é escolhido o que melhor atender às necessidades especificadas.

3.6 Considerações finais

Este capítulo abordou o CAA, referente às suas características e propriedades no estado fresco, os materiais que são utilizados em sua produção além dos ensaios mais comumente utilizados para verificar se as características obtidas na mistura estão de acordo com as especificações do CAA, mostram-se em sua maioria de fácil execução, manuseio e transporte, e também foram indicados os valores de referência para os resultados desses ensaios.

Foi também apresentado alguns dos vários métodos de dosagem de CAA, uma atenção maior foi dada ao método de Gomes, Gettu e Agulló (2003), pois este foi o método escolhido para ser utilizado nesse trabalho, o mesmo já foi utilizado por pesquisadores como Almeida Filho (2006), Santos (2012) e Barboza (2016).

4 ADERÊNCIA AÇO-CONCRETO

Neste capítulo apresentam-se conceitos e aspectos importantes para a compreensão do mecanismo aderente entre o aço e o concreto que possibilita a utilização desses materiais em conjunto na construção civil. Indica-se as parcelas que compõem a aderência aço-concreto, seu desenvolvimento durante a solicitação dos elementos estruturais, os modos de ruptura, os fatores que influenciam os principais modelos de ensaios utilizados para o estudo da aderência entre o aço e o concreto, as principais formulações para a previsão da resistência de aderência e por fim o modelo para se traçar a curva tensão *versus* deslocamento.

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O concreto armado se comporta como uma estrutura capaz de encaminhar esforços devido a ligação que envolve a armadura e o concreto. Essa vinculação é garantida pela aderência que se desenvolve na interface desses dois elementos gerando resistência ao escorregamento relativo aos dois materiais. Propicia, portanto, o trabalho em conjunto de acordo com os esforços solicitantes, ocorrendo assim a transferência de ações e a limitação da deformação. A aderência conseqüentemente é o que torna possível a utilização do concreto armado (CAETANO, 2008).

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, a medida que o deslizamento aumenta pode-se ligar à diminuição da aderência entre os materiais (FERNANDES, 2000; CAETANO, 2008).

O estudo de como se desenvolve a aderência é complexo, envolve um grande número de variáveis, resultando em dificuldade tanto de cunho teórico quanto de experimentação em laboratório (ALMEIDA FILHO, 2006).

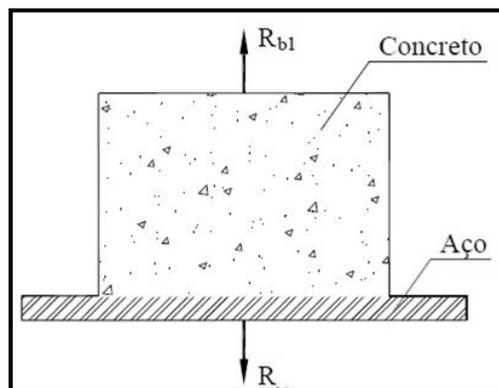
4.2 Parcelas de aderência

Por mais que seja comum utilizar um valor médio para a tensão de aderência, a transferência de esforços está ligada a uma combinação de parcelas.

Fusco (1995), explica que a aderência entre o aço e o concreto resulta de alguns fenômenos que ocorrem na ligação entre esses materiais. Estudos indicam três parcelas: aderência por adesão, aderência por atrito e aderência mecânica.

A aderência por adesão é advinda de reações físico-químicas na área de interação entre as barras de aço e o concreto no período em que acontece as reações de hidratação do cimento. Comparada às outras parcelas de aderência é aquela com o menor valor (FUSCO, 1995), pode ser observada na tentativa de separar um bloco que foi concretado sobre uma placa metálica (Figura 4.1).

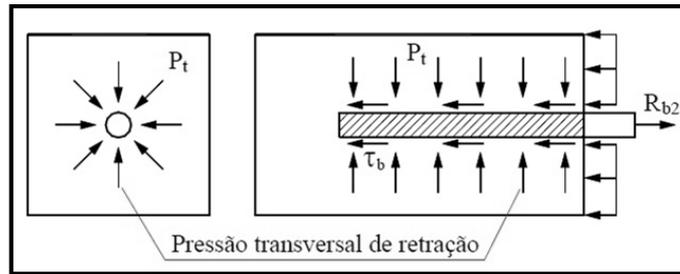
Figura 4.1 - Aderência por adesão.



Fonte: Fusco (1995).

A aderência por atrito ocorre em função do coeficiente de atrito presente na interface aço-concreto, e depende da conformação superficial da barra e da compressão transversal advinda do concreto sobre a mesma. Assim, esta origina por meio de tensões transversais geradas pela retração do concreto, como a barra limita parte da deformação do mesmo, gera-se pressão transversal P_t resultando em incremento de aderência. A aderência por atrito é substancialmente superior a parcela de aderência por adesão e pode ser avaliada por meio de ensaios de arrancamento que seria aplicação de uma força R_{b2} conforme indicado na Figura 4.2 em que além da aderência por atrito, também ocorre a aderência por adesão (FUSCO, 1995; FERNANDES, 2000). A aderência por atrito pode ser acrescida pelos esforços encontrados nos apoios diretos das vigas (ROSSI, 2002).

Figura 4.2 - Aderência por atrito.

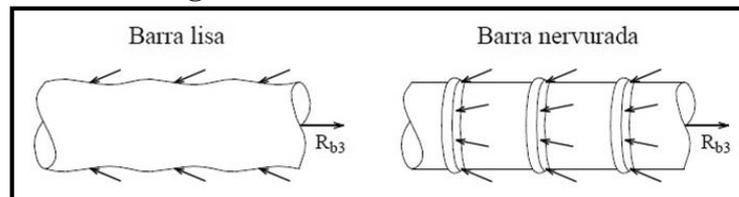


Fonte: Fusco (1995).

A última parcela de aderência, a maior das parcelas para barras nervuradas, resulta do efeito causado pelas nervuras das barras sobre o concreto. Forma-se entre essas nervuras “consolos de concreto” 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). Esses consolos impedem o deslizamento acelerado, sendo assim, a aderência mecânica a parcela mais importante para a tensão de aderência (Figura 4.3).

Fernandes (2000), indica que para o caso de barras nervuradas a aderência mecânica é função do formato e características das nervuras como: inclinação, altura e distância entre elas.

Figura 4.3 - Aderência mecânica



Fonte: Fusco (1995).

Fusco (1995), observa no entanto, que a particularização da aderência nessas três parcelas é apenas esquemática, não é possível quantificar a participação de cada uma das componentes. Através dos ensaios são obtidos valores médios de aderência, esses valores são satisfatórios excluindo-se a necessidade de estudo minucioso a esse respeito.

4.3 Modos de ruptura

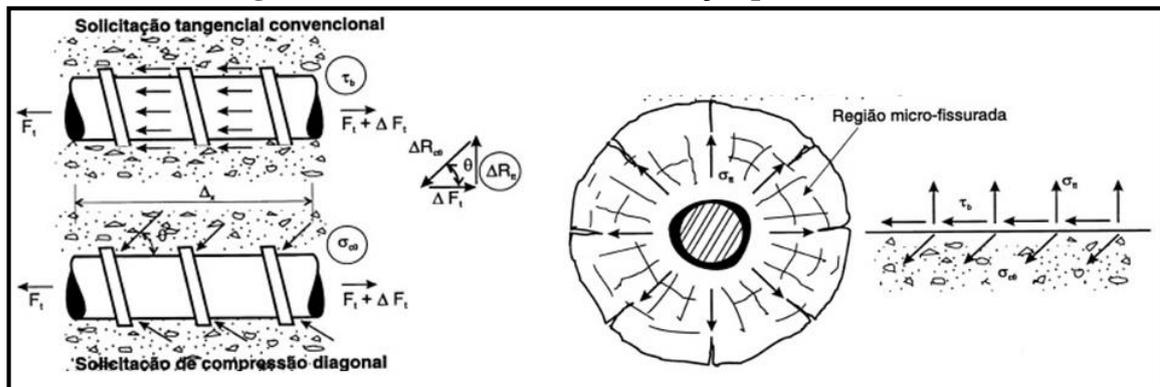
A ruptura pela perda de aderência em uma peça em ensaios de arrancamento pode ocorrer de três modos de acordo com Ferguson (1979), a ruptura por fendilhamento, a ruptura por arrancamento da barra, além da ruptura por escoamento da barra. A forma de ruptura pode ser influenciada por alguns fatores tais como: tipo de armadura, conformação superficial da

barra, diâmetro da barra, existência de armadura de confinamento, espaçamento, características do concreto, dentre outros (DUMÊT, 2003). A seguir comenta sobre essas formas de ruptura de aderência além da forma indicada por Al-Jahdali *et al.*¹³ (1994) *apud* Almeida Filho (2006), que está ligada à barra de aço.

4.3.1 Ruptura por fendilhamento

Ao se iniciar a sollicitação de uma barra a aderência se mantém pela parcela de adesão, porém, a adesão logo é quebrada em função de pequenos escorregamentos ou alteração no diâmetro da barra por conta do aumento da tensão. Em seguida o atrito é a parcela da aderência que mantém a ligação até que ocorra a fissuração da peça, diminuindo as forças de atrito, e então a aderência mecânica entra em ação. Quando a aderência mecânica é a responsável pela ligação entre o aço e o concreto, em que as barras usadas são nervuradas, tensões diagonais de compressão atuam nas nervuras e para equilíbrio de tensões surgem tensões transversais de tração (Figura 4.4). Essa tensão transversal cria em torno da barra de aço uma zona microfissurada (DUMÊT, 2003; FUSCO, 1995).

Figura 4.4 - Transferência de esforços por aderência.

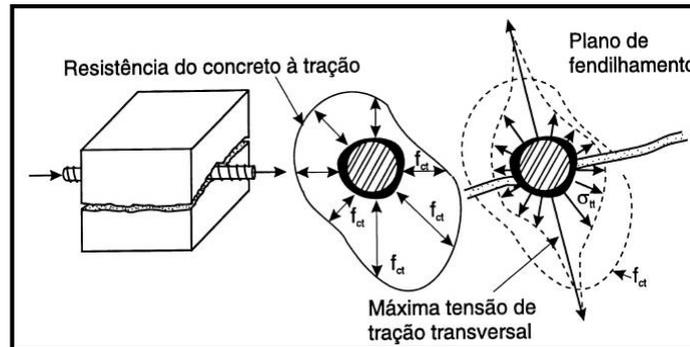


Fonte: Fusco (1995).

À medida que aumenta a sollicitação na peça, as tensões transversais de tração vão aumentando, e como é possível observar na Figura 4.5 essas tensões variam ao longo da seção, quando chega a um patamar maior que a resistência do concreto a tração gera fendilhamento no concreto. É do tipo de ruptura frágil pois mobiliza tensão de aderência menor que a ruptura por arrancamento (FUSCO, 1995).

¹³ AL-JAHDALI, F. A.; Wafa, F. F.; SHIHATA, S. A. Development length for straight deformed bars in high-strength concrete (SP-149). Special Publication (ACI), Vol. 149, Outubro, 1994.

Figura 4.5 - Fendilhamento longitudinal do concreto.



Fonte: Fusco (1995).

Almeida Filho (2006), indicou que o fendilhamento é definido como produto da tração na circunferência da barra advinda da tensão oblíqua de compressão que ocorre na transferência de tensão do aço para o concreto. Esse tipo de ruptura ocorre quando não há o confinamento necessário para absorver essas tensões e ocasionar o escorregamento da barra. A região que sofre os efeitos dessas tensões de tração é submetida à microfissuras e posterior fendilhamento paralelas ao eixo das barras, elas podem chegar até a superfície da peça e gerar perda de resistência de aderência além de perder o cobrimento da mesma propiciando a corrosão da armadura.

Porém, caso os cobrimentos sejam maiores ou exista confinamento causado, por exemplo, por estribos, esse efeito de fendilhamento pode ser coibido. Ocorre então formação de fissuras menores e esmagamento do concreto (CAETANO, 2008).

4.3.2 Ruptura por arrancamento da barra

Esse tipo de ruptura se dá pela insuficiente resistência à compressão do concreto, ocasionando cisalhamento dos consolos de concreto e deslizamento da barra. Se caso contrário, há satisfatória resistência à compressão do concreto ocorrerá a ruptura por fendilhamento. Caso tenha armadura de confinamento, restringindo a ocorrência e propagação de fissuração, ocasiona a ruptura por arrancamento. A ruptura por arrancamento está ligada à resistência do concreto e geometria da nervura (ALMEIDA FILHO, 2006).

Leonhard e Monning (1977), indicam que a resistência ao corte é a forma de ruptura mais confiável, portanto essa é a forma de ruptura que deve ser buscada pois proporciona melhor utilização da barra de aço.

Sobre a ruptura em relação ao escoamento da barra, Al-Jahdali *et al.*¹³ (1994), *apud* Almeida Filho (2006), comentou que antes que se alcance a capacidade resistente da ligação

aço e concreto ocorre a ruptura da barra de aço, a aderência excedeu o limite de escoamento da barra. Já sobre ruptura por tração, o mesmo autor indica que surgem fissuras perpendiculares a direção de aplicação de força e se localiza na ponta da barra de aço que está envolta pelo concreto.

4.4 Fatores que influenciam a aderência

Há diversos fatores que influenciam a resistência de aderência. Esses fatores podem ser físicos e mecânicos. Estão relacionados ao concreto, à armadura e ao estado global entre os materiais. Eles influenciam tanto o estado limite último quanto o estado limite de serviço (CASTRO, 2002). Serão elucidados apenas alguns principais fatores que causam interferência na resistência de aderência.

4.4.1 Composição do concreto

Autores como Mauline e Astrova¹⁴ (1965), Martin e Noakowski¹⁵ (1981) *apud* França (2004), concluem que a relação a/c e a utilização de agregado graúdo ao invés de miúdo influenciam na aderência. Explicam que em misturas com agregado muito fino, tanto este como a água se acumulam na interface entre concreto e aço, diminuindo a resistência de aderência.

4.4.2 Conformação superficial da barra

De acordo com o tipo de armadura, é possível estimar o tipo de ruptura que ocorrerá em determinado elemento. Barras com superfície lisa tem maior chance de ter ruptura por arrancamento, já as nervuradas são mais propensas à ruptura por fendilhamento do concreto, decorrente de tensões de tração radiais que facilitam o aparecimento de fissuras que podem chegar à superfície (DUMÊT, 2003).

4.4.3 Diâmetro da barra

Dumêt (2003), indicou que para as barras menores, o modo de ruptura mais provável é por arrancamento da barra, já à medida que se aumenta o diâmetro da barra, o tipo de ruptura

¹⁴ MAULINE, N.M., ASTROVA, T.I. *Etude de l'influence de la composition du béton sur la adhérence acier-béton*. Bulletin d'Information du Comité Européen du Béton, (48), avr. 1965.

¹⁵ MARTIN, H.; NOAKOWSKI, P., *Verbundverhalten von Betonstahl Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 319, pps. 99 – 175, 1981.

mais comum é por fendilhamento, pois barras com maior espessura mobiliza maiores tensões radiais de tração.

4.4.4 Resistência mecânica do concreto e matriz cimentícia

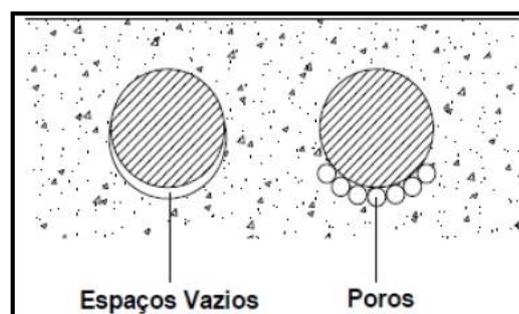
Quanto maior a resistência do concreto, maior será sua capacidade de suportar os esforços na região entre o aço e o concreto, tendo em vista que as resistências do concreto à tração e à compressão estão ligadas (DUMÊT, 2003; FRANÇA, 2004). Sorouchian *et al.*¹⁶ (1991), *apud* França (2004), comenta que a resistência de aderência é proporcional a raiz quadrada da resistência a compressão do concreto.

Em se tratando da matriz cimentícia, Dumêt (2003), explica que há uma discussão sobre a melhora da aderência quando a matriz do cimento é mais compacta e possui menos vazios. A possível explicação para isso seria a possível melhora na zona de transição da matriz de cimento.

4.4.5 Posição da barra na concretagem

A posição da barra de aço no momento da concretagem influencia a resistência de aderência, assim como a altura que ela é posicionada em relação ao fundo da forma.

Figura 4.6 - Influência da posição da barra na concretagem.



Fonte: Leonhardt e Mönning (1977).

Na Figura 4.6 observa-se os efeitos da concretagem de barras na posição horizontal com lançamento de concreto perpendicular a elas. O adensamento do concreto facilita um acúmulo de água na região posterior da barra, e após a hidratação do cimento e evaporação da água

¹⁶ SOROUSHIAN, P., CHOI, K., PARK, G., ASLANI, F. **Bond of deformed bars to concrete: effects to confinement and strength of concrete.** ACI Materials Journal, v. 88, n. 3, (May/June), pp. 227-232, 1991.

nessas regiões se formam espaços vazios diminuindo o contato do concreto com a barra de aço, (LEONHARDT e MÖNNING, 1977).

4.4.6 Adensamento

França (2004), comenta que nas regiões de ancoragem é comum haver alta taxa de armadura, e essa característica possibilita a ocorrência de vazios. O autor afirma ainda que o CEB 151 (1982), comenta que o adensamento interfere na tensão de aderência tanto quanto na resistência à compressão.

4.4.7 Armadura transversal

Conforme já comentado anteriormente, a presença de armadura transversal influencia na tensão de aderência, pois gera confinamento do concreto, diminuindo a propagação de tensões e assim de fissuração. Aumentando, portanto, a capacidade resistente da peça, inclusive possibilitando até que o modo de ruptura para barra nervurada de maior diâmetro seja por arrancamento da barra (DUMÊT, 2003).

4.4.8 Pressão transversal sobre a barra

Castro (2002), indica que a pressão transversal sobre a armadura que pode ser resultado da retração do concreto, do peso próprio ou do confinamento causado pela armadura transversal geram efeitos positivos. Isso ocorre, pois a compressão transversal aumenta a resistência de aderência relacionada ao atrito e neutraliza parte dos esforços de tração circunferencial protelando a ruptura por fendilhamento. Porém comenta ainda que o acréscimo de resistência só ocorre até certo limite.

4.5 Ensaios para determinação da tensão de aderência

Nessa seção serão apresentados alguns tipos de ensaios de aderência, sendo que esses têm por objetivo aferir os valores da resistência de aderência bem como o deslizamento da barra em relação ao concreto.

Os ensaios de aderência podem ser divididos entre ensaio de arrancamento, de viga e de tirante, surgiram a partir desses principais alguns outros modelos de ensaios, que buscam

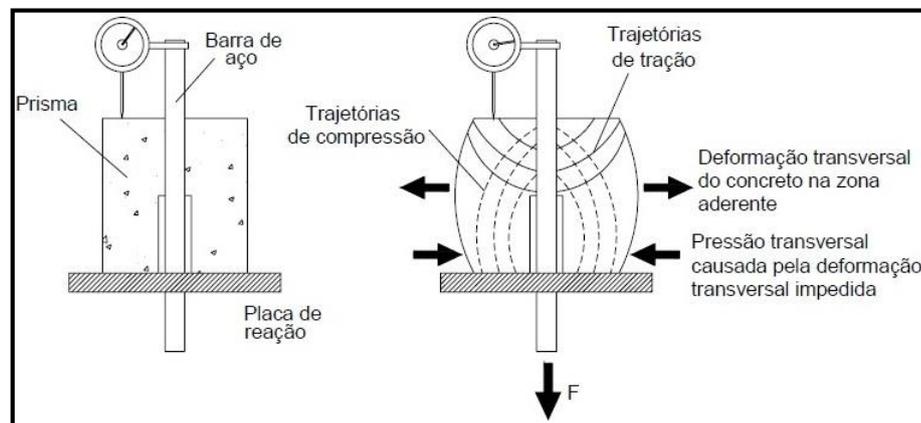
simplificar a execução dos corpos de prova ou torna-los mais compatíveis com as situações reais dos elementos de concreto armado em serviço.

4.5.1 Ensaio de Arrancamento (*pull-out test*)

Mais utilizado entre os ensaios de aderência, o de arrancamento compreende a extração da barra de aço posicionada no centro de um corpo de prova de concreto. Em uma das extremidades da barra de aço, uma força é aplicada com a intenção de projetar a barra para fora 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.

O ensaio de arrancamento é de simples execução pois compreende corpos de prova de pequenas dimensões de fácil montagem, manuseio e transporte, contudo, segundo Leonhardt e Mönning (1977), esse método de ensaio possui algumas desvantagens como o confinamento do concreto na base do corpo de prova, gerado pelo apoio do sistema de ensaio, que impossibilita a expansão transversal do mesmo e a fissuração. Apesar dessas desvantagens apresenta demonstração simples dos fenômenos que interferem na aderência.

Figura 4.7 - Tensões principais no ensaio de arrancamento padrão.



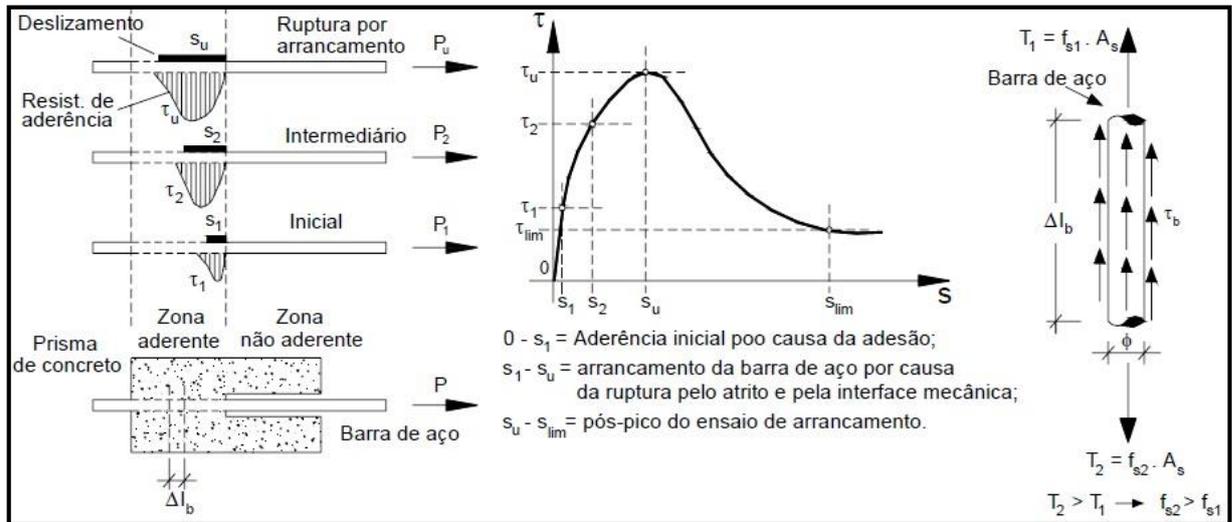
Fonte: Leonhardt e Mönning (1977).

É possível observar na Figura 4.7 os detalhes desse modelo de ensaio, incluindo as tensões principais ocorrentes. Os autores indicam ainda outra desvantagem, os resultados obtidos por meio desse método de ensaio fornecem apenas dados de comparação com outras pesquisas ou caracteriza-se apenas como um estudo qualitativo, pois não representa as condições reais de solicitação em elementos estruturais.

Na Figura 4.8 observa-se a variação da tensão de aderência, a variação do deslizamento da barra, além das tensões que atuam na barra de aço e os limites da mesma. Indica-se também

a resistência ao atrito e como se comporta a aderência no pós-pico até que a barra de aço é retirada. Refere-se ao comportamento de resistência de aderência para ensaios com concretos de baixa resistência à compressão (ALMEIDA FILHO, 2006).

Figura 4.8 - Comportamento da resistência de aderência e do deslizamento no ensaio de arrancamento.

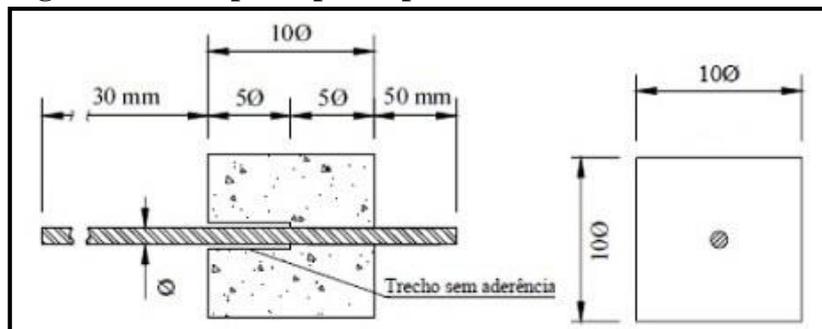


Fonte: Almeida Filho (2006).

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

Segundo a RILEM-FIP-CEB (1973) o corpo de prova deve ser confeccionado com as dimensões e características ilustradas na Figura 4.9. A barra de aço sobressai ao cubo de concreto nas duas direções, sendo que em uma das extremidades a barra será tracionada e na outra extremidade da mesma será obtido o valor do deslizamento em relação ao cubo de concreto.

Figura 4.9 - Corpo de prova para o ensaio de arrancamento.

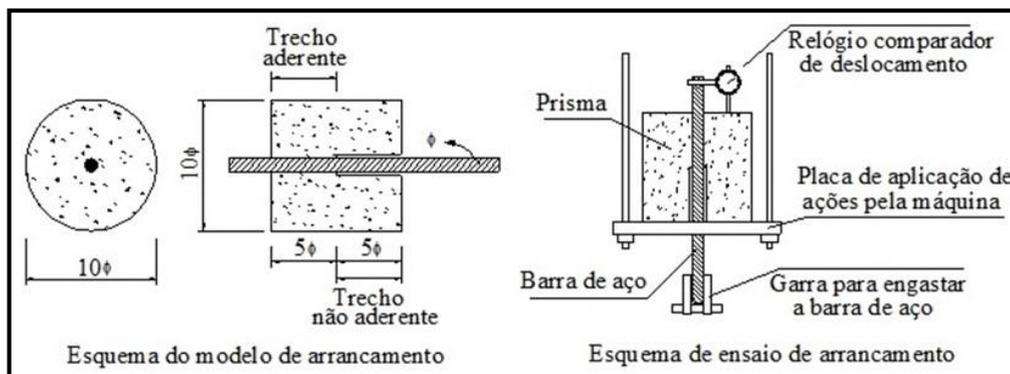


Fonte: RILEM-FIP-CEB (1973).

O corpo de prova é moldado com uma descontinuidade da aderência próximo à base que se apoiará no sistema de ensaio, e equivale a 5ϕ . Essa descontinuidade tem por objetivo diminuir os efeitos que o confinamento provoca no corpo de prova advindo do apoio na realização do ensaio.

Almeida Filho (2006), utilizou esse método, porém, adaptado, com corpos de prova cilíndricos justificando que dessa forma, com cobertura constante em todo comprimento da barra, tem-se um estado de tensões uniforme, as características dos modelos utilizados por ele podem ser observadas na Figura 4.10.

Figura 4.10 - Ensaio de arrancamento com corpo de prova cilíndrico.



Fonte: Almeida Filho (2006).

4.5.3 Ensaio de arrancamento RHEM (1979)

Para o ensaio seguindo as normas da RHEM¹⁷ (1979), *apud* Couto (2007), concretiza-se um cubo com a barra de aço localizada no centro. Seu diferencial está no cobrimento de aderência que equivale a uma vez o diâmetro da barra, contendo dois trechos sem aderência conforme ilustrado na Figura 4.11.

Figura 4.11 - Prisma para o ensaio de arrancamento segundo a REHM (1979).



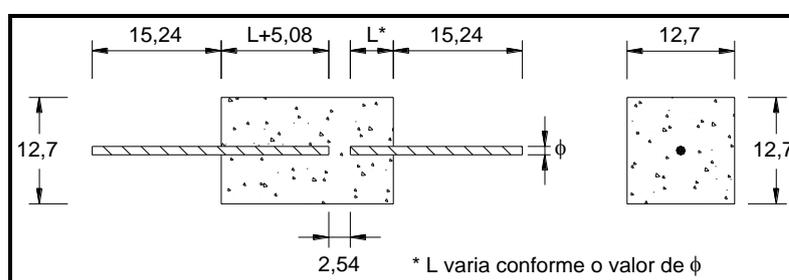
Fonte: REHM (1979)¹⁷ *apud* Couto (2007).

¹⁷ REHM, G.; ELIGEHAUSEN, R. **Bond of ribbed bars under high cycle repeated loads.** ACI Journal, Symposium Paper, n. 76-15, p. 297-309, 1979.

4.5.4 Ensaio de arrancamento DS 2082 (1980)

O modelo para arrancamento duplo de barra (Figura 4.12), foi o proposto pela Norma Dinamarquesa DS 2082 (1980). Trata-se de um modelo onde duas barras de aço são envolvidas por um prisma de concreto. As barras são puxadas em sentidos contrários e a distância entre as barras é de 2,54 cm. Uma delas tem cobertura menor que a outra para favorecer a ruptura na de menor cobertura, é essa que possui o comprimento de ancoragem em estudo. Esse método se torna interessante para avaliar a resistência de aderência no concreto tracionado.

Figura 4.12 - Esquema de modelo de ensaio de duplo arrancamento.



Fonte: Ezeldin e Balaguru¹⁸ (1989), *apud* Dumêt (2003).

4.5.5 Ensaio de viga (*beam test*)

Como já comentado anteriormente o modelo de ensaio de arrancamento não representa as peças usuais de concreto armado em situação de serviço. Para se obter ensaios mais condizentes com as situações reais como por exemplo, a ancoragem das barras de aço em viga, foi proposto esse modelo de ensaio.

O modelo de viga muito utilizado é o que se recomenda pela RILEM-FIP-CEB (1973). Constitui-se por dois blocos de concreto armado, conectados por barras de aço na parte inferior, onde se quer observar a aderência, na parte superior há uma rótula metálica (Figura 4.13).

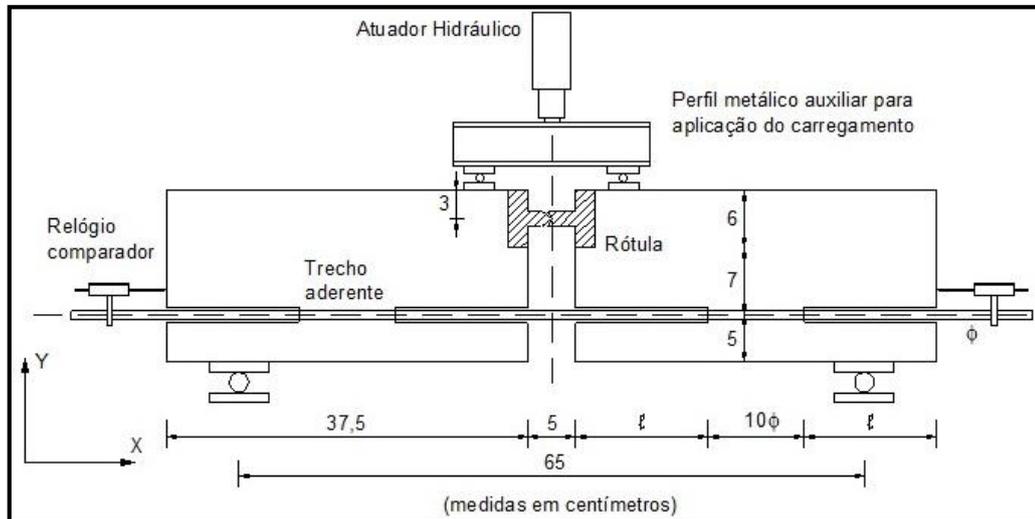
O corpo de prova é submetido à flexão simples aplicando-se duas cargas de igual amplitude localizadas simetricamente em relação ao centro do vão da viga, mede-se o deslocamento nas extremidades das barras de acordo com o aumento da carga aplicada.

O ensaio de viga se aproxima bastante do campo de tensões que ocorrem nos elementos em situações reais, porém, algumas desvantagens como o seu tamanho dificulta o transporte e

¹⁸ EZELDIN, A. S.; BALAGURU, P. N. **Bond behavior of normal and high-strength fiber reinforced-concrete.** ACI Materials Journal, Vol. 86, n 5, September-October 1989.

a execução do ensaio com equipamentos que monitoram de forma mais controlada (ALMEIDA FILHO, 2006).

Figura 4.13 - Características do ensaio de viga.



Fonte: RILEM-CEB-FIB (1973).

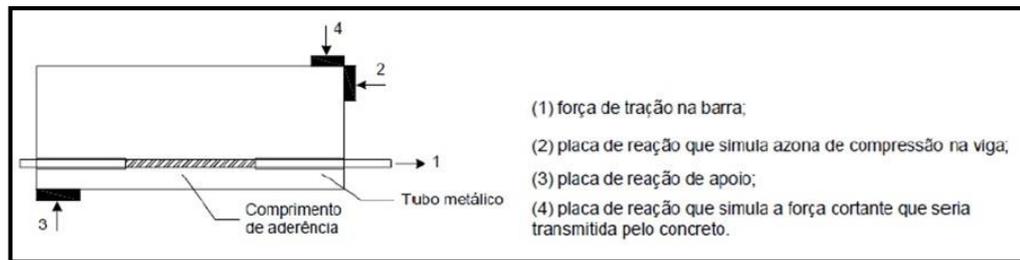
Jimerez *et al.*¹⁹ (1979) *apud* Almeida Filho (2006), comentam que os resultados desse método de ensaio são normalmente maiores que aqueles obtidos com os ensaios de arrancamento, isso se deve pela armadura transversal que confina o concreto inibindo a propagação da fissuração. Almeida Filho (2006), ressalta ainda que os extensômetros utilizados na região aderente da barra para aferir os resultados dos ensaios podem interferir os resultados tendo em vista que nessa área de fixação do extensômetros se perde trecho aderente.

4.5.6 Ensaio de extremo de viga (*beam-end test*)

O modelo de ensaio de extremo de viga, em que o corpo de prova tem uma barra de aço na sua região inferior onde é tracionada, a reação à essa tração é aplicada na parte superior da viga. O momento é equilibrado por um par de forças em que simulam a reação de apoio e a força cortante a ser transmitida pelo concreto. Representa a tensão de aderência que acontece entre o extremo de uma viga simplesmente apoiada e fissura de flexão-cisalhamento, Figura 4.14 (FRANÇA, 2004).

¹⁹ JIMEREZ, R.; WHITE, R. N.; GERGELY, P. (1979). Bond and dowel capacities of reinforced concrete. *ACI Journal*, Vol. 76, No. 1, Jan., p. 73-91.

Figura 4.14 - Ensaio de extremidade de viga.



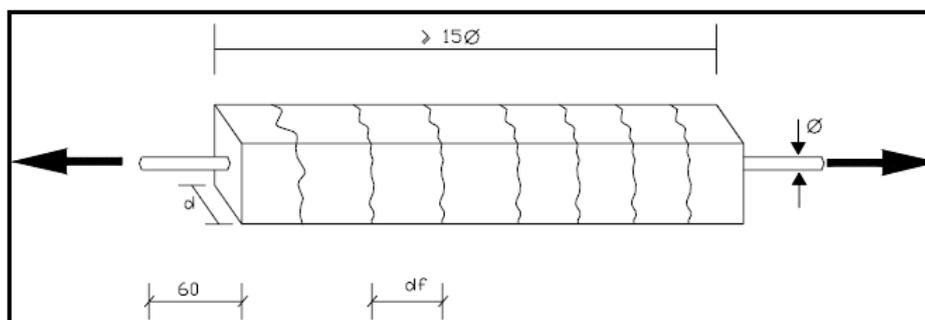
Fonte: França (2004).

4.5.7 Ensaio de tirante

Esse ensaio é regido pela NBR 7477:1982 (ABNT, 1982), caracteriza-se por concretar um prisma com uma barra no centro. Traciona-se a barra em ambas as extremidades e tem o objetivo de estimar a aderência entre o aço e o concreto. É possível estudar a fissuração com este método que representa bem as condições de solicitação das barras (FRANÇA, 2004).

O referido autor explica que por meio da avaliação do afastamento e abertura das fissuras é possível quantificar o coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço. Explica ainda que o comportamento das fissuras se dá por espaçadas e com maior abertura para barras lisas e mais próximas e com menor abertura para barras nervuradas (Figura 4.15).

Figura 4.15 - Ensaio de tirantes de concreto.



Fonte: França (2004).

4.6 Prescrições dos códigos normativos sobre aderência

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

4.6.1 CEB-FIB (2010)

Para a CEB-FIB (2010) a resistência básica de aderência é calculada com a Equação 4.1 a seguir:

$$f_{b,0} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \left(\frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}}{\gamma_c} \right) \quad (4.1)$$

Sendo: η_1 coeficiente de conformação superficial da barra $\eta_1 = 0,9$ para barras lisas; $\eta_1 = 1,1$ para barras recortada; $\eta_1 = 1,4$ para barras nervuradas revestidas com epóxi; $\eta_1 = 1,8$ para barras nervuradas (inclui-se as barras galvanizadas e de aço inoxidável); 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 $\phi \leq 20mm$; $\eta_3 = \left(\frac{20}{\phi}\right)^{0,3}$ para $\phi > 20mm$; 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 $f_{yk} = 700MPa$; ϕ é o diâmetro da barra em mm; f_{ck} resistência característica do concreto à compressão; e γ_c o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

A CEB-FIB (2010) considera como região de boa aderência os trechos das barras que estiverem nas seguintes condições:

- Inclinação entre 45° e 90° com a horizontal;
- 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.

4.6.2 NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

A norma brasileira de concreto considera variação da situação de aderência de acordo com a posição da barra no concreto, e indica região de boa aderência nas seguintes posições:

- a) Com inclinação maior de 45° sobre a horizontal;
- b) Horizontais ou com inclinação menor que 45° sobre a horizontal, desde que:
 - Para elementos estruturais com $h < 60$ cm, ou localização no máximo 30 cm acima da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
 - Para elementos estruturais com $h \geq 60$ cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima.

Indica ainda que para barras em outras posições e quando se utiliza forma deslizante, considera-se relativo à aderência, má situação.

A NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), indica que para obter o valor da resistência de aderência de cálculo na ancoragem entre a armadura passiva e o concreto deve ser empregada a Equação 4.2. Na expressão indicada, leva-se em consideração a conformação superficial da barra, o diâmetro da barra e sua situação de aderência, esta já foi comentada anteriormente.

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

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 $\phi < 32mm$; $\eta_3 = \frac{(132 - \phi)}{100}$ para $\phi \geq 32mm$; 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: $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$.

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 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6 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:

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

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

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

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 um comprimento de ancoragem básico necessário para possibilitar a transferência das tensões da armadura tracionada para o concreto, admite-se que ao longo desse comprimento a resistência de aderência seja uniforme e igual a f_{bd} . Calcula-se pela Equação 4.8:

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

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

A norma brasileira indica ainda que o comprimento de ancoragem básico não pode ser inferior a 25ϕ .

3.7 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.

4.7.1 Harajli *et al.* (1995)

Formulado para concretos com adição de fibras com resistência à compressão entre 36 MPa e 81 MPa, assim como a CEB-FIB (2010), também se baseia nos trabalhos de Eligehausen

et al. (1983). O cálculo do deslizamento máximo obtido por meio da distância entre nervuras é realizado pela Equação 4.9:

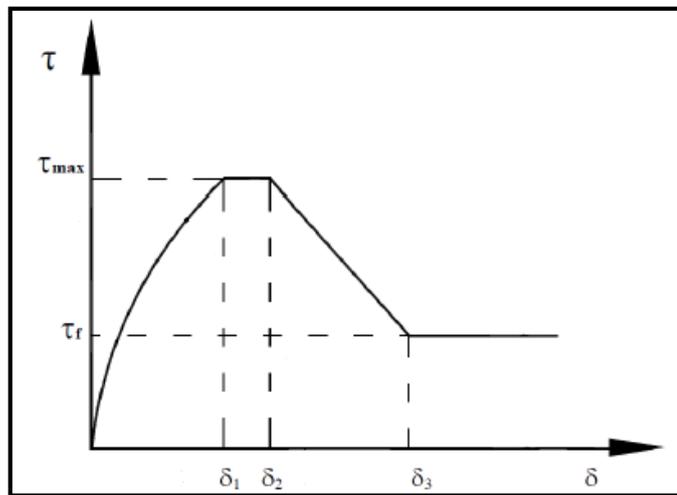
$$\delta_{\max(mm)} = 0,189s_r + 0,18 \quad (4.9)$$

Ou de forma mais prática:

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

A curva para ruptura por arrancamento é dividida em quatro estágios e é ilustrada na Figura 4.16.

Figura 4.16 - Relação tensão de aderência *versus* deslizamento



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

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

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

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

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

Segundo Harajli *et al.* (1995), resultados experimentais mostraram que os parâmetros ideais para as curvas das expressões acima quando 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.

4.7.2 Huang *et al.* (1996)

Huang *et al.* (1996), embasado nos conceitos apresentados por Eligehausen *et al.* (1983), indicam uma curva tensão *versus* deslizamento. O modelo pode ser utilizado para barras nervuradas ancoradas em concreto confinado, este podendo apresentar alta resistência à compressão ou resistência à compressão convencional.

Na definição da curva deverão ser utilizados os parâmetros indicados na Tabela 4.1 abaixo, a curva está indicada na Figura 4.17. Os autores indicam que 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.

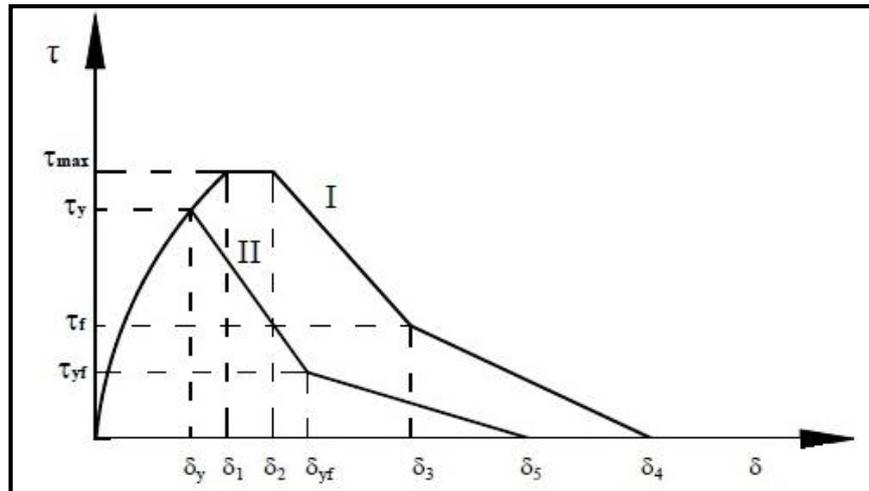
Tabela 0.1 - Parâmetros do modelo Huang *et al.* (1996)

| 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).

Em relação à Tabela 4.1, 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 4.17 - 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.

4.7.3 Barbosa (2001)

Barbosa (2001), realizou cerca de 140 ensaios de arrancamento com concreto convencional de resistência até 50 MPa e concreto de alto desempenho com resistência acima de 50 MPa. As variáveis utilizadas na Equação foram a resistência à compressão e o diâmetro da barra. As equações que a autora desenvolveu são apresentadas 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: $\delta_{m\acute{a}x} = 0,52 \cdot \phi^{0,42}$.

A autora prop\oe tamb\em equa\c7\oes para o c\alculo da tens\ao m\axima de ader\ecancia em fun\c7\ao da resist\ecancia do concreto e do di\ametro da barra:

- 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 \aa compress\ao do concreto (MPa).

4.7.4 Almeida Filho (2006)

O autor Almeida Filho (2006), realizou v\arios ensaios de arrancamento utilizando CAA e CC com resist\ecancia \aa compress\ao de 30 MPa e 60 MPa. Desenvolveu express\oes por meio de regress\oes exponenciais para estimar a tens\ao de ader\ecancia e observou para a classe de concreto de 30 MPa que a regress\ao exponencial n\ao \e a melhor representa\c7\ao te\orica quando o concreto n\ao \e de alta resist\ecancia. Indica que a regress\ao exponencial \e satisfat\oria apenas para prever a tens\ao de resist\ecancia pr\ee-pico. Para o p\os-pico utilizou regress\oes polinomiais, o que resultou em valores mais pr\oximos com aqueles obtidos por meio de ensaios, todavia, indica que a regress\ao exponencial apresenta elevada margem de erro se o truncamento dos radiais multiplicadores do deslizamento for utilizado, conseq\uentemente pode gerar resultados mais aproximados.

- Concreto convencional C30:

Para barra de 10 mm:
$$\tau(s) = 11,522 - 10,138 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,2552}\right)} \quad (4.29)$$

Para barra de 16 mm:
$$\tau(s) = 10,583 - 9,165 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,3597}\right)} \quad (4.30)$$

- Concreto autoadensável C30:

$$\text{Para barra de 10 mm:} \quad \tau(s) = 14,289 - 12,636 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,2198}\right)} \quad (4.31)$$

$$\text{Para barra de 16 mm:} \quad \tau(s) = 12,764 - 12,295 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,368}\right)} \quad (4.32)$$

- Concreto convencional C60:

$$\text{Para barra de 10 mm:} \quad \tau(s) = 15,73 - 15,79 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,602}\right)} \quad (4.33)$$

$$\text{Barra de 16 mm} \quad \tau(s) = 21,31 - 24,23 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,956}\right)} \quad (4.34)$$

- Concreto autoadensável C60:

$$\text{Para barra de 10 mm:} \quad \tau(s) = 15,56 - 16,91 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,585}\right)} \quad (4.35)$$

$$\text{Para barra de 16 mm:} \quad \tau(s) = 18,52 - 20,35 \cdot e^{\left(\frac{-s}{0,745}\right)} \quad (4.36)$$

Sendo: τ tensão de aderência (MPa); s deslizamento em mm.

4.7.5 CEB-FIB (2010)

A CEB-FIB (2010), apresenta um modelo teórico para traçar a curva tensão *versus* deslizamento sob carregamento do tipo monotônico. As tensões de aderência entre o aço e o concreto para uma ruptura por arrancamento ou fendilhamento podem ser definidas em função do deslizamento relativo de acordo com as equações 4.8 e 4.9 abaixo que são representadas graficamente pela Figura 4.18.

$$\tau = \tau_{\max} \left(\frac{\delta}{\delta_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq \delta \leq \delta_1 \quad (4.37)$$

$$\tau = \tau_{\max} \quad \text{para } \delta_1 \leq \delta \leq \delta_2 \quad (4.38)$$

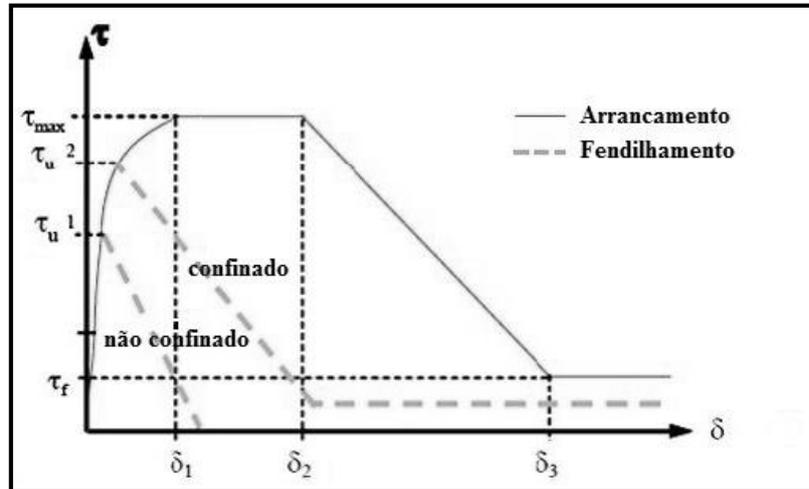
$$\tau = \tau_{\max} - (\tau_{\max} - \tau_f) \cdot \left(\frac{\delta - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2} \right) \quad \text{para } \delta_2 \leq \delta \leq \delta_3 \quad (4.39)$$

$$\tau = \tau_f \quad \text{para } \delta_3 < \delta \quad (4.40)$$

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.

Figura 4.18 - Relação tensão de aderência *versus* deslizamento



Fonte: Adaptado de CEB-FIB (2010).

Os parâmetros utilizados nas expressões para o cálculo da tensão de aderência variam de acordo com o tipo de ruptura, com as condições de aderência, com a condição de confinamento do concreto e com o tipo de barra, como verificado nas Tabelas 4.2.

Tabela 0.2 - Parâmetros para definição da curva tensão de aderência *versus* deslizamento para barras nervuradas.

| Valor | Ruptura por arrancamento | | Ruptura por fendilhamento | | | |
|---------------|--------------------------|-----------------------|--|---|---|---|
| | Condições de aderência | | Condições de aderência | | | |
| | Boas | Todos os outros casos | Boas | | Todos os outros casos | |
| | | | Concreto não-confinado | Concreto confinado | Concreto não-confinado | Concreto confinado |
| δ_1 | 1,0 mm | 1,8 mm | $\delta(\tau_{\max})$ | $\delta(\tau_{\max})$ | $\delta(\tau_{\max})$ | $\delta(\tau_{\max})$ |
| δ_2 | 2,0 mm | 3,6 mm | δ_1 | δ_1 | δ_1 | δ_1 |
| δ_3 | $s_{r,1}$ | $s_{r,1}$ | $1,2 s_1$ | $s_{r,1}$ | $1,2 s_1$ | $0,5 s_{r,1}$ |
| A | 0,4 | | 0,4 | | | |
| τ_{\max} | $2,5\sqrt{f_{ck}}$ | $1,25\sqrt{f_{ck}}$ | $17,0 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$ | $8,0 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$ | $5,0 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$ | $5,5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25}$ |
| 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: Ceb-Fib (2010).

Segundo a Tabela 4.2, os valores da segunda e terceira colunas (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 $\phi \leq 20\text{mm}$, $c_{\min} = \phi$ e um mínimo de densidade de armadura transversal igual a $k_{tr} = 2\%$.

Sendo:

$$k_{tr} = \frac{\eta_1 \cdot A_{sv}}{(\eta_b \cdot \phi \cdot s_v)} \quad (4.41)$$

Sendo: η_1 número de ramos de armadura de confinamento em uma seção; A_{sv} seção transversal de um ramo de armadura de confinamento (mm^2); s_v espaçamento longitudinal da armadura de confinamento (mm); η_b número de barras ancoradas; ϕ diâmetro da barra ancorada (mm).

$$\tau_{u,split} = \eta_2 \cdot 6,54 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{20}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{20}{\phi}\right)^{0,2} \cdot \left[\left(\frac{c_{\min}}{\phi}\right)^{0,33} \cdot \left(\frac{c_{\max}}{c_{\min}}\right)^{0,1} + 8k_{tr}\right] \quad (4.42)$$

Sendo: $\eta_1 = 1,0$ para situações de boa aderência; $\eta_2 = 0,7$ para todas as outras condições de aderência; ϕ é o diâmetro da barra (mm); f_{ck} resistência característica do concreto à compressão (MPa); $c_{\min} = \min(c_x, c_y, c_s)$; $c_{\max} = \max(c_x, c_s)$.

4.7.6 SANTANA (2014)

Santana (2014), realizou um estudo de aderência entre barras de aço de 10 mm e 16 mm e concreto convencional e alta resistência com adição de fibras metálicas. As resistências estudadas estavam na faixa de 30 MPa, 60 MPa e 90 MPa. As fibras metálicas utilizadas possuíam comprimento de 13 mm e 25 mm nos teores de 0, 1%, 1,5% e uma dosagem com 0,5% de cada tipo de fibra. Concluiu que, apesar da adição de fibras metálicas não influenciarem significativamente os parâmetros quantitativos da aderência, a tensão última de aderência, nem seu deslizamento, a presença de fibras foi decisiva para o tipo e a forma de ruptura predominantemente dos concretos de alta resistência.

Na Tabela 4.3 encontra-se um resumo dos modelos teóricos indicados por Santana (2014), os modelos teóricos indicados são para prever a tensão última de aderência em função da classe de resistência à compressão.

Tabela 0.3 - Expressões e coeficientes de determinação obtidas das regressões lineares

| Tipo de Fibras | Diâmetro (mm) | Regressão linear | Coefficiente de determinação |
|-----------------------|----------------------|--|-------------------------------------|
| F0 | 10 | $\tau_{bu} = 0,5116 \cdot f_{cm} - 3,5677$ | $R^2 = 0,99994$ |
| | 16 | $\tau_{bu} = 0,4246 \cdot f_{cm} - 7,1667$ | $R^2 = 0,99999$ |
| F0,5 + f0,5 | 10 | $\tau_{bu} = 0,4091 \cdot f_{cm} - 2,7309$ | $R^2 = 0,99913$ |
| | 16 | $\tau_{bu} = 0,4567 \cdot f_{cm} - 1,8498$ | $R^2 = 0,99905$ |
| F1,0 | 10 | $\tau_{bu} = 0,4432 \cdot f_{cm} - 1,4033$ | $R^2 = 0,97371$ |
| | 16 | $\tau_{bu} = 0,4566 \cdot f_{cm} - 5,7703$ | $R^2 = 0,99995$ |
| F1,5 | 10 | $\tau_{bu} = 0,4003 \cdot f_{cm} - 4,9409$ | $R^2 = 0,87131$ |
| | 16 | $\tau_{bu} = 0,4216 \cdot f_{cm} - 6,3709$ | $R^2 = 0,97134$ |

Fonte: Santana (2014).

4.8 Considerações finais

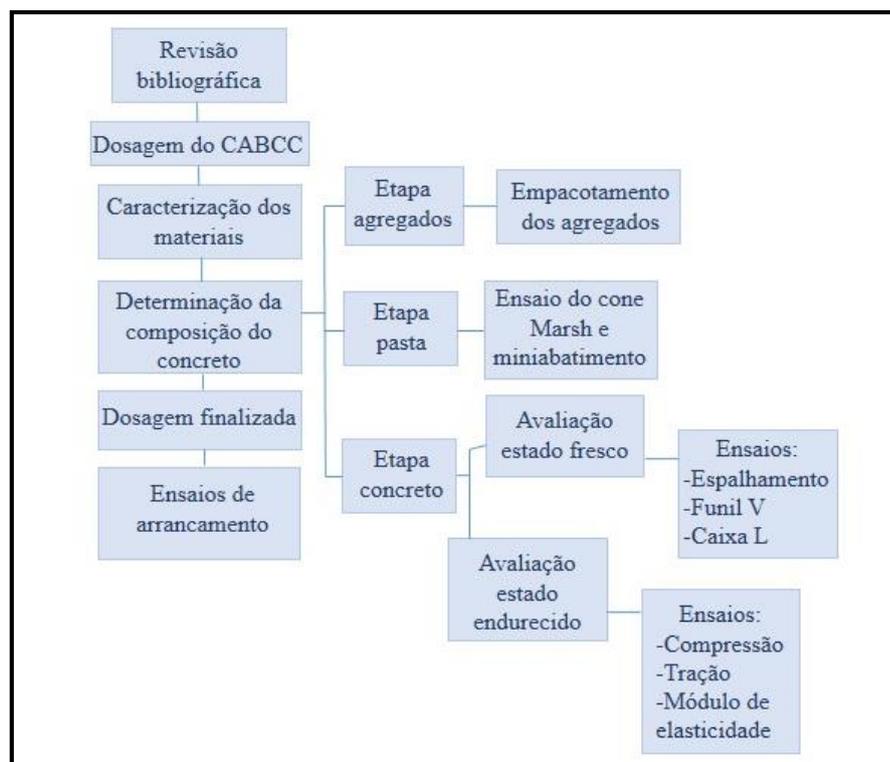
Segundo a literatura técnica estudada, a aderência é um fenômeno difícil de ser avaliado. Muitos fatores influenciam seu desempenho, o que justifica seu estudo caso haja modificações na composição dos materiais que compõem tanto a armadura como o concreto envolvente.

Os ensaios utilizados para o estudo da aderência nem sempre representam as condições reais dos elementos construtivos, esse fator dificulta a avaliação dos resultados obtidos o que pode ocasionar superestimativa ou subestimativa da resistência de aderência (CAIRNS e PLIZZARI, 2003).

5. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo apresenta-se a metodologia aplicada nessa pesquisa. Apresenta-se os materiais utilizados para a produção dos concretos, bem como suas características. São indicados os ensaios realizados para determinar os traços do concreto autoadensável de referência e os concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento. Este capítulo também apresenta os ensaios mecânicos realizados, e o tipo de ensaio de aderência empregado na avaliação da resistência de aderência dos concretos dosados. As atividades da investigação experimental foram resumidas na Figura 5.1.

Figura 5.1 - Fluxograma das etapas seguidas no desenvolvimento da pesquisa



Fonte: Autora (2018).

5.1 Considerações iniciais

Esta pesquisa propôs o desenvolvimento de CAABCC e realização de ensaios de arrancamento para verificação da aderência entre esse tipo de concreto e a barra de aço. A fase

experimental dessa pesquisa foi realizada no Laboratório de Estruturas e Materiais do UNASP-EC, se dividiu em duas etapas. A primeira consistiu na caracterização dos materiais e dosagem dos concretos. A segunda etapa foi composta pelos ensaios de aderência por meio da adaptação do ensaio de arrancamento normalizado pela RILEM-FIP-CEB (1973).

Para os ensaios de arrancamento escolheu-se o tipo de carregamento monotônico; dois diâmetros para as barras (10 mm e 16 mm); e quatro dosagens de concretos o CAA de referência, e três com redução de consumo de cimento (CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3). A nomenclatura foi composta primeiramente do tipo de concreto (CAAR ou CAABCC1, CAABCC2 ou CAABCC3), o diâmetro da barra (B10 ou B16), a idade do concreto no dia do ensaio de arrancamento (D7 ou D28), e o número do modelo (1, 2 ou 3).

5.2 Caracterização dos materiais

Nessa pesquisa foram utilizados os seguintes materiais: cimento Portland CP II-Z-32, sílica ativa, fíler calcário, superplastificante, agregado miúdo e agregado graúdo. Optou-se por materiais próprios da região da cidade de Engenheiro Coelho/SP, ou seja, materiais de fácil obtenção.

5.2.1 Cimento

O cimento utilizado nessa pesquisa foi o CP II-Z-32 especificado pela NBR 11578:1991 (ABNT, 1991), fornecido pela Votorantim, cimento comumente utilizado na região. Na Tabela 5.1 indica-se as especificações fornecidas pelo fabricante.

Tabela 5.1 - Propriedades do cimento

| Parâmetro | Valores Obtidos |
|---------------------------|----------------------------------|
| Superfície Blaine #325 | 4500 g/cm 3% |
| Tempo de pega (h) | 150 min |
| Resistência à compressão | 1 dia=26 MPa 28 dias=37,9 MPa |

Fonte: Votorantim (2017).

5.2.2 Sílica ativa

A sílica ativa empregada nessa pesquisa advém do processo de fabricação do ferro silício, sua massa específica é de 2,22 g/cm³. Na Tabela 5.2 observa suas características indicadas pela empresa fabricante TECNOSIL, (2017).

Tabela 5.2 - Propriedades físico-químicas da sílica ativa

| Parâmetro | Valores Obtidos |
|---------------------------|------------------------------------|
| Densidade aparente | 150-700 kg/m ³ |
| Diâmetro médio (µm) | 0,40 |
| Área específica (B.E.T.) | ≥15000 e ≤30000 m ² /kg |
| Retenção na peneira 45 µm | ≤10% |

Fonte: Tecnosil (2017).

5.2.3 Fíler

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

Tabela 5.3 - Propriedades físico-químicas do fíler 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 (2017).

5.2.4 Aditivo Superplastificante

O aditivo superplastificante utilizado na pesquisa foi o ADVA™ CAST 525 fabricado pela empresa GRACE que se apresenta como aditivo de última geração a base de policarboxilatos, sendo suas características principais estão relacionadas na Tabela 5.4. De acordo com o fabricante, foi desenvolvido para extrema trabalhabilidade sem causar segregação no concreto, e foi especialmente formulado para produzir CAA (GRACE, 2017).

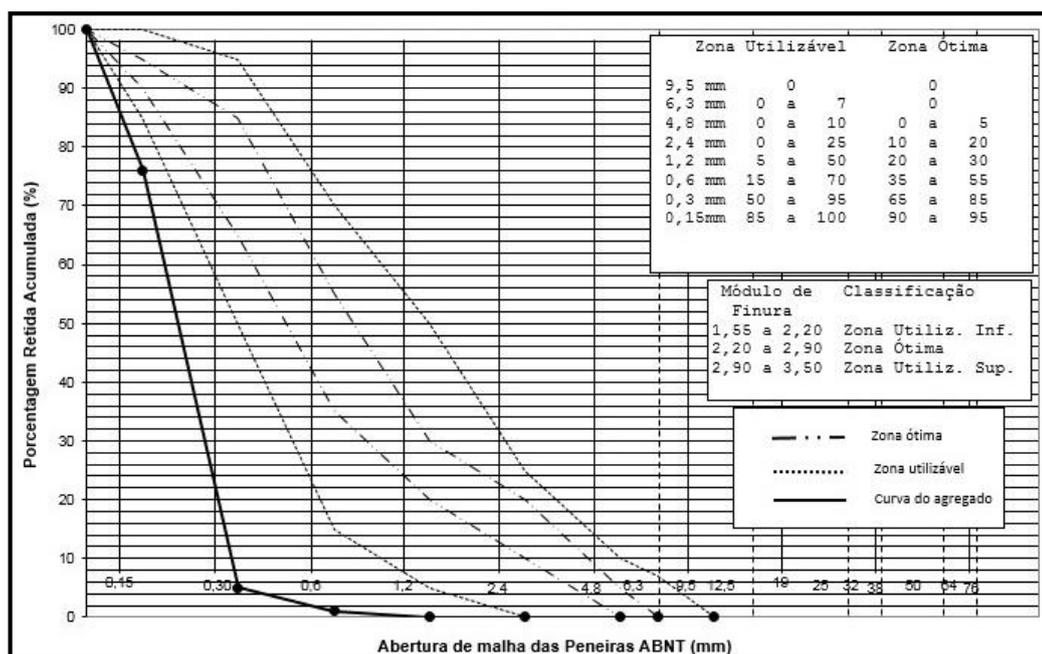
Tabela 5.4 - Principais características do superplastificante utilizado

| Parâmetro | Valores |
|-------------------------------------|-----------------|
| Cor | Laranja |
| Densidade média (g/m ³) | 1,056 |
| Teor de sólidos | Entre 29% e 30% |
| pH (25°C) | 4,30 |

Fonte: Grace (2017).

5.2.5 Agregado miúdo

A areia utilizada corresponde àquela oriunda da região metropolitana de Campinas/SP, Engenheiro Coelho/SP. Tem origem quartzosa, muito fina. Ao caracterizar a areia, foram obtidos os valores referentes à composição granulométrica, massa específica, massa unitária seco e solto, e massa unitária no estado compactada seca. Essa caracterização foi pautada pelas seguintes normas: NBR NM 45:2006 (ABNT, 2006); NBR NM 52:2009 (ABNT, 2009); NBR NM 248:2003 (ABNT, 2003) e NBR 7211:2009 (ABNT, 2009), (Figura 5.2 e Tabela 5.5).

Figura 5.2 - Curva granulométrica do agregado miúdo

Fonte: Autora (2018).

Tabela 5.5 – Caracterização física do agregado miúdo

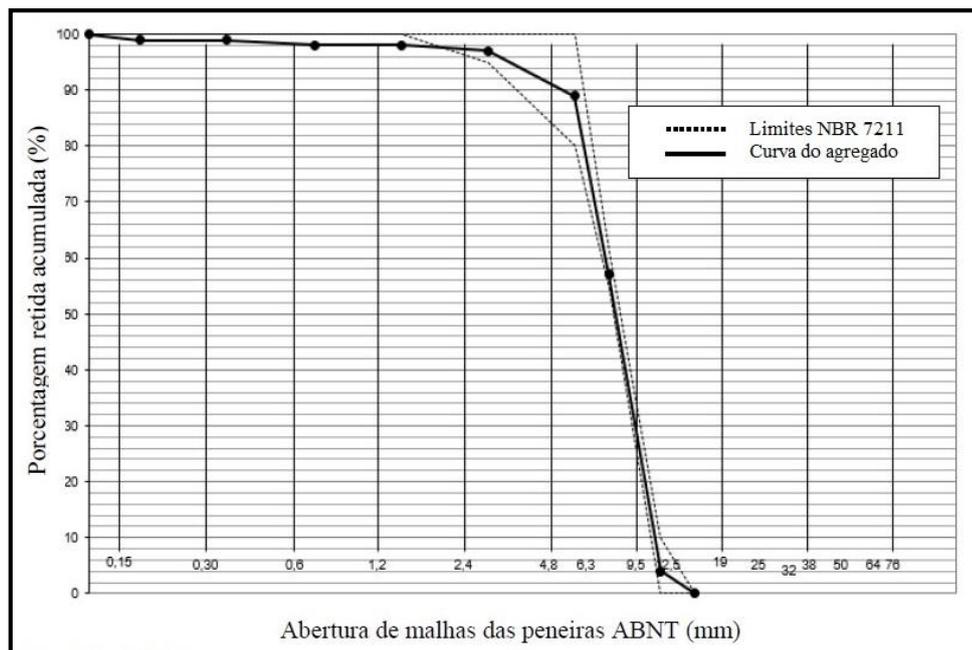
| DMC (mm) | Módulo de Classif. d/D Finura | Massa Específica Seca (g/cm ³) | Massa Unitária Solta (g/cm ³) | Massa Unitária Compactada Seca (g/cm ³) | Índice de Vazios (%) | |
|----------|-------------------------------|--|---|---|----------------------|-------|
| 0,3 | 0,82 | Muito Fina | 2,467 | 1,44 | 1,585 | 41,43 |

Na Figura 5.2 observa-se que o agregado miúdo está fora da zona utilizável, porém não foi possível encontrar na região material que apresentasse características melhores.

5.2.6 Agregado graúdo

O agregado graúdo basáltico utilizado corresponde àquele oriundo da região metropolitana de Campinas/SP, Engenheiro Coelho/SP. Ao caracterizar o agregado graúdo, foram obtidos os valores referentes à composição granulométrica, massa específica, massa unitária seco e solto, massa unitária no estado compactada seca e absorção de água. A caracterização do agregado graúdo foi pautada pelas normas à seguir: NBR NM 248:2003 (ABNT, 2003); NBR 7211:2009 (ABNT, 2009); NBR NM 45:2006 (ABNT, 2006); NBR NM 53:2009 (ABNT, 2009). Os resultados obtidos nos ensaios podem ser observados na Figura 5.3 e Tabela 5.6.

Figura 5.3 - Curva granulométrica do agregado graúdo



Fonte: Autora (2018).

Tabela 5.6 - Caracterização física do agregado graúdo

| DMC (mm) | Módulo de Finura | Classif. d/D | Massa Específica Seca (g/cm ³) | Massa Unitária Solta (g/cm ³) | Massa Unitária Compactada Seca (g/cm ³) | Índice de Vazios (%) | Índice de absorção de água (%) |
|----------|------------------|--------------|--|---|---|----------------------|--------------------------------|
| 9,5 | 5,84 | 4,75/12,5 | 2,887 | 1,477 | 1,562 | 48,65 | 2,04 |

Na Figura 5.4 estão representados os materiais utilizados nessa pesquisa.

Figura 5.4 - Materiais utilizados na composição dos concretos



Fonte: Autora (2018).

5.3 Dosagem

Para a fase experimental da pesquisa, determinou-se dosar quatro concretos, um CAA de referência com quantidade de cimento utilizado comumente, e três concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento (CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3) com quantidade menor de cimento em relação ao CAAR, buscando-se apresentar a mesma classe de resistência. Nessa seção serão indicados os passos para a obtenção dessas dosagens.

Como indicado na revisão bibliográfica, há vários métodos para determinação da composição do CAA, nessa pesquisa optou-se basear a dosagem no método de Gomes (2002), que basicamente determina a composição do CAA pelas etapas de: pasta, agregado e concreto.

O método de Gomes (2002) baseia-se em otimizar a pasta, em que é realizado estudo da melhor composição de finos e ponto de saturação do superplastificante. Otimiza-se também o esqueleto granular, em que é estudado a melhor composição entre os agregados, reduzindo o teor de vazios e buscando a maior massa unitária em estado solto. Então passa-se à fase concreto, em que se estabelece o volume de pasta desejado, calcula-se o volume de materiais e produz-se o concreto avaliando suas características em estado fresco e endurecido, até obter-se um concreto com as características desejadas.

As quatro dosagens de concreto definidas para essa pesquisa foram produzidas com os mesmos materiais, mesma composição de agregados, mesma relação a/c, a única diferença foi o volume de pasta.

O volume de pasta adotado para o CAA de referência (CAAR) foi de 40%. Para os demais concretos, foi realizado estudo para chegar na quantidade mínima de pasta possível para se obter um CAA de acordo com os parâmetros dos ensaios no estado fresco indicados na seção 3.4.7, no caso o menor volume de pasta alcançado foi o de 30% (CAABCC3). As demais dosagens foram adotadas entre esses dois volumes, chegou-se aos volumes de 33% para o CAABCC1 e 32% para o CAABCC2. O detalhamento desse estudo de dosagem pode ser encontrado no em Storch *et al.* (2017).

5.3.1 Etapa pasta

O CAA, para se compactar com seu próprio peso, sem necessidade de equipamento de vibração, necessita ter equilíbrio entre a alta fluidez e moderada viscosidade. A fluidez advém do emprego de aditivo superplastificante, já a moderada viscosidade e coesão são alcançadas por meio de introdução de quantidade adequada material com granulometria muito fina e/ou aditivo modificador de viscosidade (GOMES e BARROS, 2009).

Para se obter o CAA apresentando alta fluidez e adequada viscosidade foi seguida a sequência indicada por Gomes (2002) e que posteriormente foram aplicados por outros autores como já foi indicado anteriormente. A primeira etapa, a da pasta, baseia-se em duas fases:

- A dosagem do superplastificante é determinada através do ensaio do funil Marsh, que é definido pelo ponto de saturação do mesmo;
- À partir do ensaio de miniabatimento, realiza-se um estudo da quantidade de fíler na pasta e sua interferência na trabalhabilidade da mesma.

Primeiramente deve-se estabelecer a relação a/c, que de acordo com Gettu e Agulló (2004) fixa-se em 0,4, e, à partir daí esse valor é reduzido até obter-se a resistência requerida. Define-se também a quantidade de sílica ativa adicionada em relação à massa do cimento, sua utilização varia entre 5% e 15%, porém, para os referidos autores, a porcentagem usual é de 10%, valor adotado para produção dos concretos.

Com a a/c e porcentagem de sílica ativa adotados, os valores para as relações SP/C e F/C devem ser estabelecidos pelos passos acima indicados. Esses ensaios e parâmetros serão melhor esclarecidos a seguir.

O teor ótimo de superplastificante foi determinado por meio do ensaio de funil Marsh. Ele foi criado na década de 1960 e apresenta-se como um método simples e fácil de avaliar a

fluidez de misturas, inicialmente utilizado na indústria petrolífera, a aplicação deste método na construção civil se deu em virtude da utilização do concreto de alto desempenho, com alta resistência à compressão e elevada trabalhabilidade, como parte do projeto para a mistura do concreto (GOMES, 2002).

Gomes (2002) comenta ainda as vantagens de utilizar esse método como aparato simples de fácil execução e repetibilidade além de envolver pouca quantidade de material utilizada. Como desvantagem indica a dificuldade em realizar esse ensaio com material menos fluido e interferência da rugosidade superficial do funil nos resultados.

Roncero (2000) afirma que a temperatura ambiente, variando entre 5 e 45°C, não altera o ponto de saturação de uma mistura.

Esse método de ensaio é regido pela NBR 7681-2:2013 (ABNT, 2013). Para esse ensaio foi utilizado o funil Marsh com abertura 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. Na Figura 5.5 ilustra-se: a) o funil Marsh utilizado e b) argamassadeira de bancada de 2 velocidades com capacidade para 5 litros.

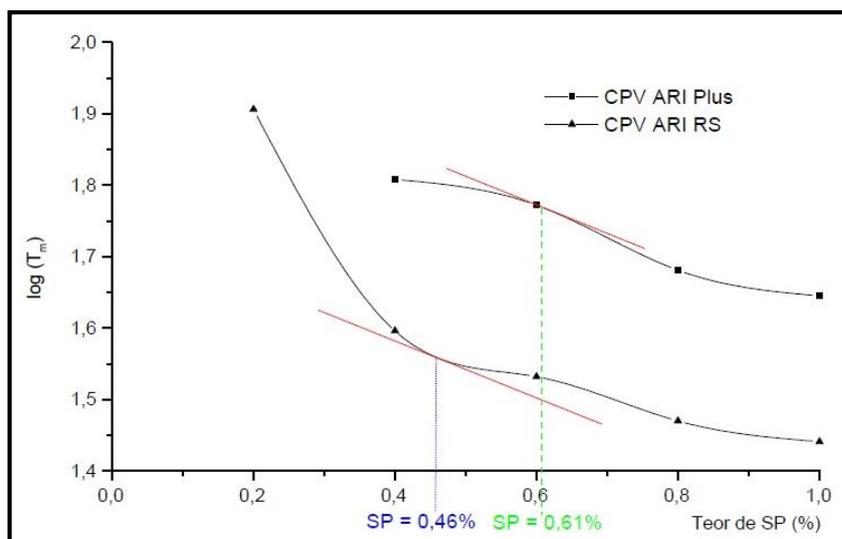
Figura 5.5 - a) Funil Marsh utilizado no ensaio; b) argamassadeira utilizada para mistura dos materiais



Fonte: Autora (2018).

A determinação do ponto de saturação da pasta baseia-se no Método AFREM (DE LARRARD *et al.*)²⁰ adotado também por Castro (2007). Tal procedimento consiste em montar uma curva em escala logarítmica do tempo de fluidez (T_m) *versus* a relação SP/C e então considerar que o ponto de saturação é aquele em que uma reta com inclinação 2:5 tangente a curva. Em caso de dois pontos, considerar aquele com menor relação SP/C. Na Figura 5.6 pode-se observar esse método.

Figura 5.6 - Modelo para determinação do ponto de saturação do superplastificante



Fonte: 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), que está especificada na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Sequência de lançamento 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).

²⁰ 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.

Os ensaios foram realizados em intervalos constantes de 10, 30, 40 e 60 minutos. O teor ótimo de superplastificante foi determinado no tempo de 10 minutos, conforme indicado por Castro (2007). A temperatura ambiente durante os ensaios variou de 24 a 27°C e a umidade do ar variou de 40 a 61%, 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). Na Figura 5.7 ilustram-se os aparelhos utilizados nessa etapa.

Figura 5.7 - Instrumentos para realização do ensaio de miniabatimento



Fonte: Autora (2018).

Então, foi realizado o estudo para otimizar o conteúdo de materiais finos com relação ao teor de superplastificante. Foram estudados quatro teores de adição de fíler calcário (10, 20, 30 e 40%) em relação ao consumo de cimento, além da adição de 10% de sílica ativa que se manteve constante.

Como o objetivo da pesquisa é reduzir ao máximo o consumo de cimento, uma das ferramentas adotadas foi adicionar o máximo de fíler calcário possível à mistura promovendo coesão sem gerar danos à fluidez, justificando o estudo da variação de adição de fíler calcário de 10 a 40%.

Ressalta-se que esses dois ensaios foram realizados concomitantemente, aproveitando-se a mesma pasta produzida, reduzindo as interferências que poderiam ocorrer nos resultados, caso fossem realizados em momentos diferentes, com pastas diferentes, e também preconizando a economia de material.

Com o teor ótimo de superplastificante determinado e estudo do valor adicionado à mistura do fíler calcário, pode-se então iniciar a etapa agregado onde se otimiza o esqueleto granular.

5.3.2 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 se obter a mistura com menor quantidade de vazios. Baseia-se na ideia de que a melhor combinação de agregados possui 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) e Barboza (2015).

Para a realização desse ensaio utilizou-se um recipiente cilíndrico com capacidade de aproximadamente 3 dm³. O ensaio é amplamente explicado no trabalho de Rebmann (2011). O estudo é realizado com dois materiais distintos, aqui chamado de Material A e Material B. Preenche-se inicialmente o recipiente somente com o Material A. De acordo com Gomes (2002), não deve ser realizado o adensamento no ensaio 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.

O próximo passo é repetir o procedimento com misturas de Material A e B em diferentes proporções. 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:

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

Como foi utilizado apenas um tipo de cada agregado, esse ensaio foi realizado em apenas uma etapa abrangendo os dois materiais.

5.3.3 Etapa concreto

Após definido o teor de superplastificante, de adição de fíler calcário e a composição dos agregados, dá-se início à etapa concreto. Para a determinação da composição de cada material para 1 m³, são utilizadas as Equações 5.5 a 5.9, segundo Gomes (2002).

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

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 (m³); ρ_p a massa específica da pasta (kg/m³); a/c a relação água/cimento; ω_f massa do fíler/m³ de concreto (kg) e SP o teor de aditivo superplastificante (%).

As quantidades de agregado miúdo e graúdo são determinadas à 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. Ressalta-se que de acordo com esse método, os agregados são considerados secos, e além da água advinda da relação a/c , há acréscimo de quantidade de água referente à absorção dos agregados miúdos e graúdos.

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

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 (%).

5.3.4 Concreto no estado fresco

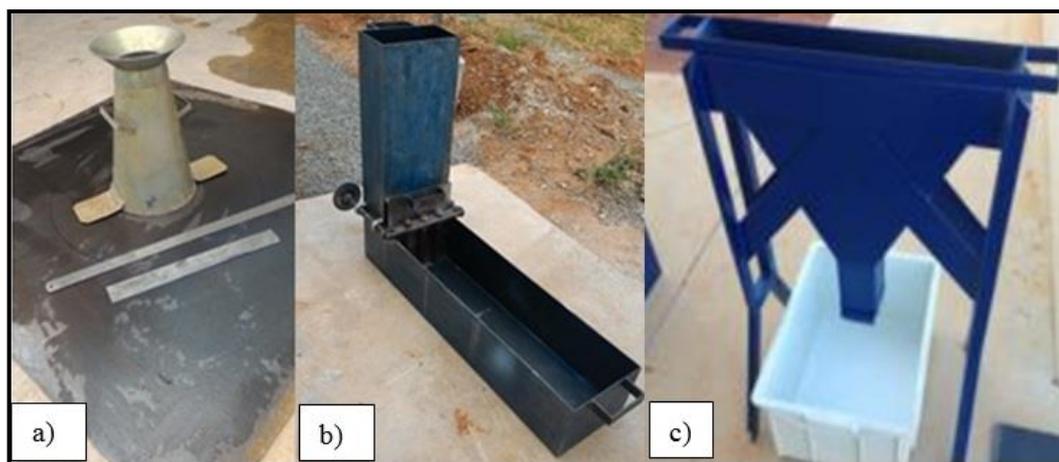
Os concretos foram misturados em betoneira com capacidade para 150 L, a ordem e o tempo de mistura foram aplicados igualmente a cada dosagem.

O procedimento de mistura adotado, foi o mesmo utilizado por Almeida Filho (2006):

- Adiciona-se o agregado graúdo mais ¾ 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, o superplastificante e o restante da água e mistura-se por 120 s;
- Adiciona-se o agregado miúdo e mistura-se por 120 s.

Finalizado o processo de mistura, a mesma é submetida aos ensaios de estado fresco, sendo eles: espalhamento, Caixa-L e Funil-V (Figura 5.8). Não foi utilizado nenhum processo de adensamento nos concretos a não ser o do seu próprio peso. Todos os ensaios seguiram as indicações de suas respectivas normas, já indicadas no capítulo 3 deste trabalho.

Figura 5.8 - Ensaio de caracterização do concreto no estado fresco; a) espalhamento b) Caixa-L; c) Funil-V



Fonte: Autora (2018).

Posteriormente à avaliação dos concretos no estado fresco, e confirmação de suas propriedades, moldaram-se os corpos de prova. Para cada betonada, foram moldados 21 corpos de prova (10 cm x 20 cm) para serem submetidos aos ensaios de resistência à compressão (3, 7 e 28 dias de idade), de resistência à tração por compressão diametral (3, 7 e 28 dias de idade), de módulo de elasticidade (28 dias de idade); para cada tipo e idade de ensaio foram moldados 3 corpos de prova. Para realizar o ensaio de arrancamento, foram moldados 12 corpos de prova, e suas dimensões variam de acordo com o diâmetro da barra.

Após 24 horas os corpos de prova cilíndricos 10 cm x 20 cm foram desmoldados e colocados em tanque com água saturada com cal (Figura 5.9), permanecendo em cura submersa até as respectivas idades dos ensaios. Os corpos de prova para os ensaios de arrancamento, foram desmoldados com 24h e armazenados em local com temperatura e umidade ambiente, cobertos por lona, sendo umidificados periodicamente, por questões de espaço físico, não foi possível realizar a cura imersa.

Figura 5.9 - Corpos de prova submetidos a cura por submersão em água



Fonte: Autora (2018).

5.4 Ensaios de determinação das propriedades do concreto

Com o objetivo de obter as propriedades mecânicas, os concretos, tanto o de referência quanto o CAABCC, foram submetidos à verificação de massa específica, além de serem realizados ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, e módulo de elasticidade. Também foram realizados ensaio de arrancamento para a obtenção da resistência de aderência.

Os corpos de prova para os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade foram submetidos à retificação em suas superfícies, superior e inferior, por meio de retífica de eixo vertical. 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.

5.4.1 Massa específica

A obtenção da massa específica no estado endurecido seguiu os mesmos passos indicados por Rebmann (2011) e Barboza (2015). Foi determinada pesando os corpos de prova cilíndricos, suas dimensões foram obtidas utilizando-se paquímetro com precisão de 0,1 mm. A balança utilizada tem precisão de 0,1 g, a obtenção da massa dos corpos de prova foi realizada após cura submersa, logo antes de serem submetidos os ensaios propostos.

5.4.2 Resistência à compressão

A resistência à compressão dos concretos foi obtida por meio de ensaios que seguiram as diretrizes estabelecidas pela NBR 5739:2007 (ABNT, 2007). A velocidade do carregamento foi de 0,5 MPa/s, os ensaios ocorreram nas idades de 3, 7 e 28 dias. Com a retificação concluída as dimensões e a massa dos corpos de prova foram aferidas e, então, ensaiados em prensa universal servo-hidráulica de Classe I, com capacidade total de 1000 kN (Figura 5.10).

A resistência à compressão do corpo de prova foi obtida pela Equação 5.10:

$$f_c = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot D^2} \quad (5.10)$$

Sendo: f_c = Resistência à compressão em MPa; F = Força máxima alcançada em N; D = é o diâmetro do corpo de prova, em mm.

Figura 5.10 - Corpo de prova submetido ao ensaio de compressão



Fonte: Autora (2018).

5.4.3 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de tração por compressão diametral foi realizado de acordo com a NBR 7222:2010 (ABNT, 2010), nas idades de 3, 7 e 28 dias, com velocidade de carregamento de 0,05 MPa/s. Para este ensaio, a força é transferida ao corpo de prova por meio de barras de seção retangular, posicionadas ao longo das duas faces diametralmente opostas do corpo de prova. Assim sendo, o corpo de prova rompe por tensões de tração (Figura 5.11).

A resistência à tração por compressão diametral de cada corpo de prova pode ser calculada com a Equação 5.11.

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h} \quad (5.11)$$

Sendo: $f_{ct,sp}$ a resistência à tração por compressão diametral (MPa); F força máxima alcançada (N); d o diâmetro do corpo de prova (mm); h altura do corpo de prova (mm).

Figura 5.11 - Corpo de prova submetido ao ensaio de tração por compressão diametral



Fonte: Autora (2018).

5.4.4 Módulo de elasticidade dinâmico

O módulo de elasticidade foi medido com dois métodos diferentes, o primeiro com 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. O segundo com o ensaio estático. O ensaio dinâmico permite o cálculo dos módulos elásticos e do amortecimento à partir do som emitido pelo corpo de prova ao sofrer a excitação de impulso. Este som ou resposta acústica é composto pelas frequências naturais de vibração do corpo que são proporcionais aos módulos elásticos.

Para tanto, foi utilizado o equipamento Sonelastic[®]. O funcionamento do Sonelastic[®] é de simples entendimento e, por possibilitar ensaios não destrutivos, os mesmos podem ser repetidos inúmeras vezes.

Para ter-se uma compreensão do funcionamento do Sonelastic[®] podem ser idealizadas as seguintes etapas:

- a) Os corpos de prova têm sua massa e geometria medidas e cadastradas pelo *software* próprio do Sonelastic[®];
- b) Posteriormente, o corpo de prova é posicionado sobre fios nos pontos nodais de ressonância flexional a $0,224L$ da extremidade do corpo, sendo L o comprimento do corpo de prova;
- c) Com um impactador de massa pré-estabelecida, o corpo de prova é solicitado a um

- impacto que gera um som;
- d) O som do impacto é captado por um receptor acústico convencional (microfone). No som emitido pelo corpo de prova, estão contidas ao menos duas frequências naturais do corpo (flexional e longitudinal);
 - e) Para a identificação das frequências naturais do corpo de prova, o *software* realiza uma Transformada Rápida de Fourier (FFT – *Fast Fourier Transform*);
 - f) Com as frequências naturais determinadas, utilizam-se as equações da ASTM E1876-1:2005 para a determinação do módulo de elasticidade com a frequência natural flexional ou longitudinal. Salienta-se que o módulo de elasticidade é uma propriedade única do material. A diferença entre flexional e longitudinal reside apenas na forma como cada um é obtido. Na Figura 5.12 ilustra-se este ensaio sendo realizado.

Os valores obtidos para os módulos de elasticidade são aproximadamente 20% a 40% maiores que os valores dos módulos de elasticidade obtidos por meio de ensaios estáticos, segundo Mehta e Monteiro (2014). Uma grande vantagem observada nos ensaios dinâmicos é a pouca variabilidade dos resultados, algo que contrasta fortemente com os ensaios estáticos.

Figura 5.12 - Corpo de prova posicionado e sendo solicitado para o ensaio



Fonte: Autora (2018).

5.4.5 Módulo de elasticidade estático

O módulo de elasticidade estático determinado com ensaio destrutivo, foi realizado de acordo com o estipulado pela NBR 8522:2008 (ABNT, 2008) (Figura 5.13). Para aferir os deslocamentos do corpo de prova utilizaram-se dois relógios comparadores, posicionados diametralmente opostos na direção longitudinal do corpo de prova.

O módulo de elasticidade foi calculado utilizando a Equação 5.12 que é indicada pela NBR 8522:2008 (ABNT, 2008):

$$E_{ci} = \frac{\sigma_n - 0,5}{\varepsilon_n - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad (5.12)$$

Sendo: σ_n maior tensão (MPa), sendo igual a 30% do valor de f_c ou outra tensão especificada em projeto, conforme a nota 3 de 6.1 da NBR 8522:2008 (ABNT, 2008); 0,5 a tensão básica (MPa); ε_n a deformação específica média dos corpos de prova sob tensão maior σ_n ; e ε_a a deformação específica média dos corpos de prova sob tensão menor σ_a (0,5 MPa).

Figura 5.13 - Ensaio de módulo de elasticidade estático



Fonte: Autora (2018).

5.5 Determinação da resistência de aderência

Para a produção dos modelos para os ensaios de arrancamento, uma série de cuidados foram tomados com as barras de aço e com os moldes. Nessa seção são indicados os detalhes concernentes à produção dos modelos, até as características do ensaio de arrancamento.

5.5.1 Preparação dos corpos de prova

Para a produção dos corpos de prova para o ensaio de aderência, inicialmente preza-se pela integridade das barras de aço; primeiramente as barras de aço foram cortadas na medida de 1200 mm. Elas passaram por limpeza superficial para retirada de qualquer resíduo aderido à mesma.

Outro cuidado a ser tomado em relação à barra de aço, refere-se às marcas que a empresa produz na barra em relevo com sua identificação, como a categoria do material e seu respectivo diâmetro. O comprimento aderente previsto não deve conter essas marcas, pois a presença delas altera a disposição das nervuras, o que pode alterar os resultados dos ensaios.

Para a proteção da área que não terá aderência com o concreto, foi posicionado um tubo PVC. O mesmo teve o espaço vazio entre ele e a barra de aço preenchido por EVA, evitando-se a entrada de argamassa, e o deslocamento do tubo de PVC durante a concretagem (Figura 5.14).

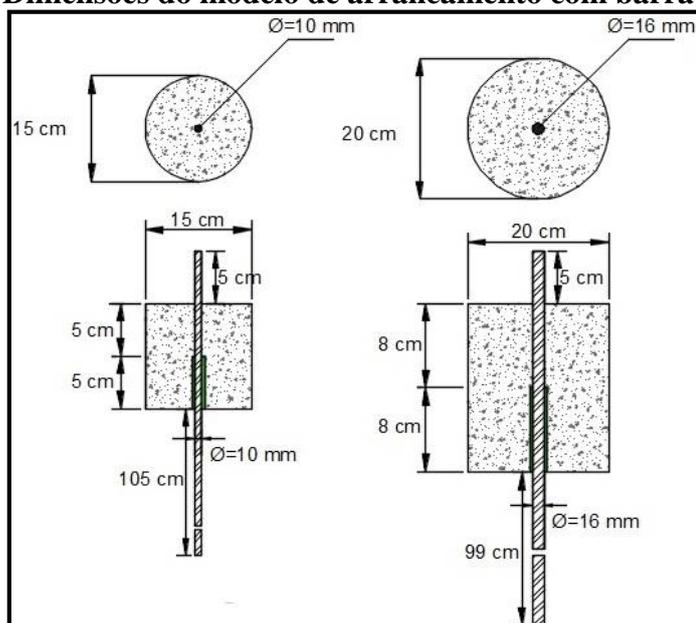
Figura 5.14 - Tubo PVC para garantir o comprimento não aderente



Fonte: Autora (2018).

Para confeccionar os moldes, foram utilizados tubos de PVC, para fabricar o corpo de prova da barra de 10 cm foi utilizado tubo de PVC de 150 mm, e para fabricar o corpo de prova da barra de 16 mm foi utilizado tubo de PVC de 200 mm, utilizaram-se esses diâmetros de tubo de PVC, pois foi o material doado para a pesquisa (Figura 5.15).

Figura 5.15 - Dimensões do modelo de arrancamento com barra de 10 e 16 mm



Fonte: Autora (2018).

Os tubos foram cortados de acordo com as medidas de cada corpo de prova, foram fixados à placas de madeira por meios de pregos nas laterais dos tubos de PVC. As placas de madeira foram furadas no centro para a passagem da barra de aço. O conjunto placa de madeira e tubo de PVC recebeu uma camada de óleo desmoldante para facilitar a desmoldagem do corpo de prova (Figura 5.16).

Figura 5.16 - Formas para produção dos corpos de prova de arrancamento



Fonte: Autora (2018).

Esse sistema de formas apresenta a vantagem de poder ser utilizada várias vezes, mantendo-se a qualidade da superfície do corpo de prova moldado.

5.5.2 Ensaio de arrancamento

A metodologia de ensaio adotada nessa pesquisa é a de arrancamento, e segue as especificações da RILEM-FIP-CEB (1973) com algumas modificações de acordo com o mencionado no capítulo 4. A barra de aço é concretada no centro do corpo de prova cilíndrico e, então, aplica-se em uma das extremidades da barra uma força de tração mantendo a outra extremidade livre de tensão. Durante o ensaio são obtidas as forças de tração e o deslocamento relativo entre a barra de aço e o concreto (Figura 5.17).

Figura 5.17 - Corpo de prova e instrumentação dos ensaios de arrancamento



Fonte: Autora (2018).

Cuidados especiais devem ser tomados para garantir os comprimentos tanto aderente quanto não aderente. Para tanto, utiliza-se tubo PVC rígido que deve ser fixado à barra. Como molde do corpo de prova de concreto também se usa tubo PVC.

Na Figura 5.17 também é possível observar a instrumentação para o ensaio. Colocar extensômetros na parte da barra em contato com o concreto, apresenta-se desvantajoso pois ocorrer a perda de área aderente como indicado por Almeida Filho (2006). Foram realizados ensaios aos 7 e 28 dias, e a relação dos corpos de prova estão indicados na Tabela 5.8, no total foram 48 corpos de provas ensaiados.

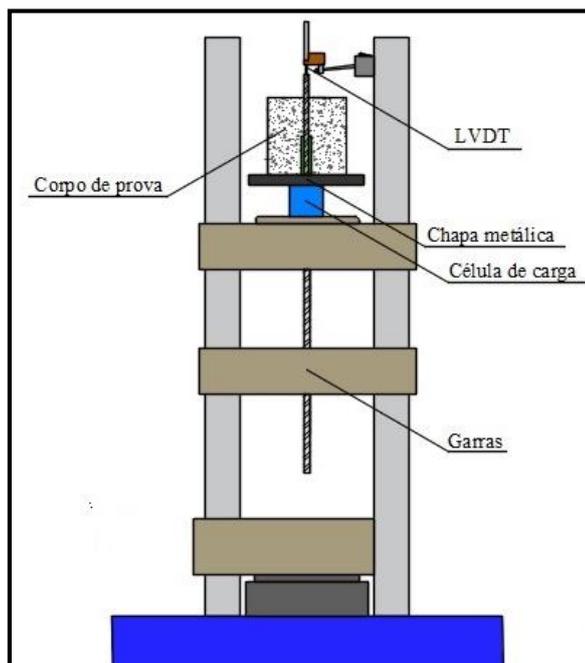
Tabela 5.8 - Quantidade de corpos de prova produzidos para ensaio

| Tipo de concreto | Diâmetro da barra (mm) | Repetições por idade |
|-------------------------|-------------------------------|-----------------------------|
| CAAR | 10 | 3 |
| | 16 | 3 |
| CAABCC1 | 10 | 3 |
| | 16 | 3 |
| CAABCC2 | 10 | 3 |
| | 16 | 3 |
| CAABCC3 | 10 | 3 |
| | 16 | 3 |

A aplicação do carregamento foi de 1 kN/s. 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 50 tf, leitor de deformação com capacidade de leitura de 50 mm.

Na Figura 5.18 observa-se a instrumentação dos ensaios de arrancamento.

Figura 5.18 – Esquema do ensaio de arrancamento



Fonte: Autora (2018).

Como ilustrado na Figura 5.18, o corpo de prova foi apoiado sobre uma placa metálica, esta, com um orifício central para passagem da barra de aço. A placa foi apoiada sobre a célula de carga, que por sua vez se apoiou no servo hidráulico. A extremidade maior da barra foi presa por garras, e o leitor de deslocamento (LVDT) foi colocado na extremidade superior livre da barra, este foi fixado ao equipamento servo-hidráulico por meio de fixador magnético. Segundo a recomendação da RILEM-FIP-CEB (1973), o medidor de deslocamento é fixado na barra de aço, e faz a leitura do deslizamento relativo ao bloco de concreto, de certa forma, esse deslizamento é afetado pela deformação do concreto que ocorre no início da sollicitação. No caso dessa pesquisa, por ter fixado o leitor no servo-hidráulico, o deslizamento aferido é absoluto, ou seja, não foi afetado pela deformação do concreto.

5.6 Considerações finais

Neste capítulo apresentou-se o programa experimental, indicando os materiais utilizados, os ensaios empregados na dosagem dos concretos, os ensaios realizados para aferir suas propriedades no estado fresco, os ensaios empregados para obter as propriedades mecânicas, além do ensaio para estudar a resistência de aderência dos modelos.

6. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados obtidos por meios da pesquisa experimental. Apresentam-se os resultados da etapa que compreendeu o estudo de pasta, de agregados e concretos. Posteriormente indica-se então os resultados físicos e mecânicos alcançados para esses concretos. E finalmente os resultados da etapa de investigação da aderência. Esses resultados foram comparados com aqueles obtidos por meio de modelos teóricos propostos por alguns autores e por algumas normas. Também foi analisada a influência do teor de pasta e, por conseguinte, da redução de cimento na tensão de aderência.

6.1 Considerações iniciais

Para analisar os resultados obtidos na fase experimental da pesquisa, é necessário estabelecer alguns critérios e parâmetros. Portanto, antes de apresentar os resultados dos ensaios obtidos, serão apresentados os critérios para análise dos resultados de aderência, os parâmetros estatísticos utilizados e os critérios para análise dos resultados.

6.1.1 Critérios para análise dos resultados de aderência

Para calcular a resistência de aderência em ensaios de arrancamento, foi seguido o procedimento indicado pela RILEM-FIP-CEB (1973) (Equação 6.1).

$$\tau = \frac{P}{\pi \cdot l_d \cdot \phi} \quad (6.1)$$

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

Para calcular a resistência média de aderência, adotou-se o procedimento de acordo com Soretz (1972), RILEM-FIP-CEB (1983), Barbosa (2001), Moreno Jr. e Rossi (2002) e Almeida Filho (2006), onde a resistência média de aderência (τ_m) é dada pela média das resistências de aderência obtidas para o deslizamento de 0,01 mm ($\tau_{0,01}$), 0,1 mm ($\tau_{0,1}$) e 1,0 mm ($\tau_{1,0}$). Caso o deslizamento máximo seja menor que 1,0 mm, para calcular a tensão de aderência média, deverá utilizar o valor de τ_u , no lugar de $\tau_{1,0}$ (Equação 6.2).

$$\tau_m = \frac{\tau_{0,01} + \tau_{0,1} + \tau_{1,0}}{3} \quad (6.2)$$

6.1.2 Parâmetros estatísticos utilizados

Ao analisar estatisticamente os resultados dos ensaios obtidos na fase experimental, utilizou-se alguns parâmetros como: média aritmética, desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV). Nessa seção serão indicadas as equações para o cálculo desses parâmetros, e os critérios de análise indicados por Almeida Filho (2006).

6.1.2.1 Média aritmética

Média aritmética consiste na relação entre a soma dos valores obtidos e o número de amostras.

$$M = \frac{\sum_i^n x_i}{n} \quad (6.3)$$

6.1.2.2 Desvio padrão

O desvio padrão (DP) é a relação entre o valor da amostra e a média da população divididos pelo tamanho da população menos um.

$$DP = \sqrt{\frac{\sum_i^n (x_i - M)^2}{(n - 1)}} \quad (6.4)$$

6.1.2.3 Coeficiente de variação

O coeficiente de variação (CV) é uma medida adimensional de dispersão. É a relação entre o desvio padrão e a média aritmética.

$$CV = \frac{DP}{M} \quad (6.5)$$

6.1.3 Critérios para análise dos resultados

Para avaliar a qualidade dos resultados dos ensaios é preciso determinar parâmetros relacionados às propriedades que se quer avaliar. A avaliação da qualidade dos resultados pode ser realizada pelo desvio padrão (DP) e pelo coeficiente de variação (CV). O coeficiente de variação é interessante para analisar resultados pois não depende da magnitude da propriedade

medida (ALMEIDA FILHO, 2006). O autor indica ainda os limites para avaliar a qualidade dos resultados (Tabela 6.1).

Tabela 6.1 - Limites para os critérios de qualidade

| Controle de qualidade | Limites aceitos para o desvio padrão ($f_c > 27$ MPa) (Melchers, 1987) | Limites aceitos para o coeficiente de variação |
|-----------------------|---|--|
| A (excelente) | 2,7 | 10% |
| B (médio) | 4,0 | 15% |
| C (pobre) | 5,4 | 20% |

Fonte: Almeida Filho (2006).

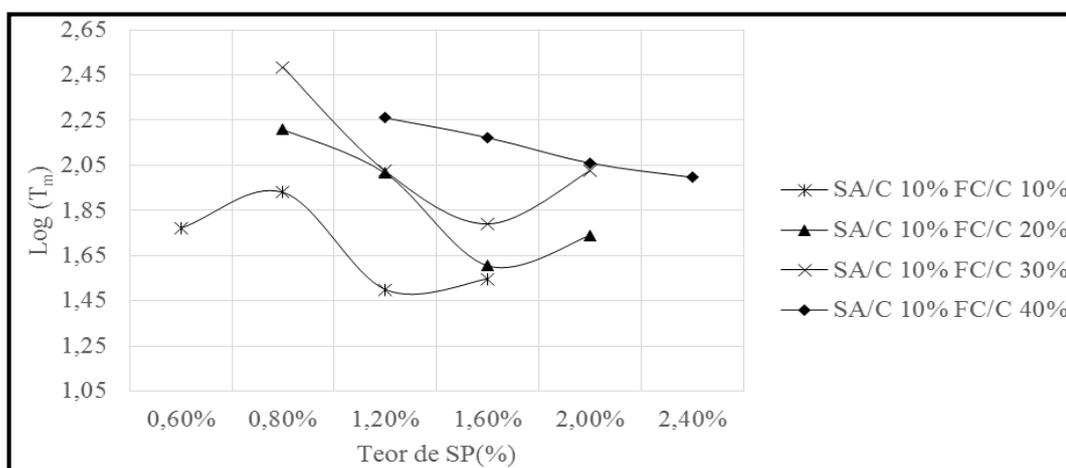
6.2 Etapa pasta

Nessa seção serão indicados os resultados dos ensaios realizados para definir a composição da pasta a ser empregada na produção dos concretos (CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3). Envolve estudo do teor ótimo de superplastificante para diferentes teores de fíler calcário na mistura e avaliação da interferência da quantidade de fíler calcário na fluidez da pasta.

6.2.1 Teor de superplastificante

O teor ótimo de superplastificante foi determinado por meio do ensaio de funil Marsh. Foi fixado a relação a/c em 0,4, e o teor de sílica ativa em 10% em relação à massa de cimento. Assim sendo, os ensaios foram realizados para composição da pasta, em que variou o teor de fíler calcário (10, 20, 30 e 40%) em relação à quantidade de cimento (Figura 6.1).

Figura 6.1 - Curva “logaritmo do tempo de escoamento versus teor de SP” para a/c 0,4

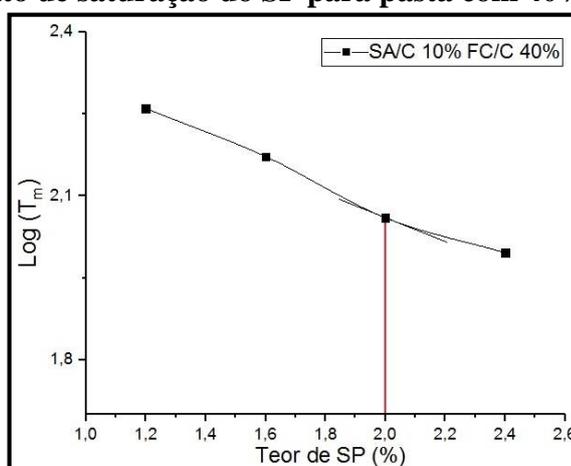


Fonte: Autora (2018).

Na Figura 6.1 apresenta-se os resultados para vários teores de superplastificante no tempo de 10 minutos, a fim de que juntamente com o ensaio de miniabatimento fosse avaliada a influência da quantidade de fíler calcário na fluidez da pasta, para cada composição de pasta, variando a quantidade fíler calcário, fosse determinado o teor ótimo de superplastificante.

Na Figura 6.2 apresenta-se o teor ótimo de superplastificante encontrado para a pasta composta por 40% de fíler calcário, teor escolhido para essa pesquisa. O valor foi obtido utilizando-se a curva para o tempo de 10 minutos.

Figura 6.2 - Ponto de saturação do SP para pasta com 40% de fíler calcário



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.2 vê-se o teor ótimo encontrado para cada composição de mistura.

Tabela 6.2 - Teor ótimo de superplastificante para cada composição de pasta

| Tipo de cimento | CP II-Z-32 | | | |
|----------------------|------------|--------|--------|--------|
| Teor de sílica | 10 % | 10 % | 10 % | 10 % |
| Teor de fíler | 10 % | 20 % | 30 % | 40 % |
| Teor ótimo de SP (%) | 1,25 % | 1,59 % | 1,49 % | 2,00 % |

6.2.2 Teor de fíler calcário

Foi realizado um estudo com variados teores de fíler calcário utilizando o ensaio de miniabatimento. Essa etapa foi realizada concomitantemente com o ensaio de funil Marsh para gerar resultados consistentes, sem interferências que poderiam ocorrer caso os ensaios fossem realizados com pastas diferentes.

A densidade do material ensaiado foi medida por meio de obtenção da massa do material em um recipiente com volume conhecido.

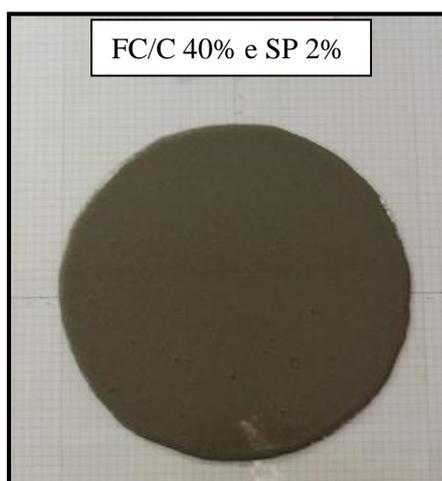
Na Tabela 6.3 apresentam-se os resultados dos ensaios de miniabatimento para as variadas composições.

Tabela 6.3 - Resultados dos ensaios de miniabatimento para cada composição de pasta

| | | | | |
|-------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| SA/C (%) | 10 | 10 | 10 | 10 |
| FC/C (%) | 10 | 20 | 30 | 40 |
| SP/C (%) - saturação | 1,20 | 1,60 | 1,50 | 2,00 |
| Espalhamento (mm) | 175,05 | 206,15 | 190,75 | 189,00 |
| T₁₁₅ | 2,00 | 1,50 | 1,00 | 2,00 |
| Densidade (g/cm³) | 2,00 | 2,02 | 2,03 | 2,06 |

Nos ensaios de miniabatimento não foi observado qualquer segregação da mistura, conforme pode ser visto na Figura 6.3.

Figura 6.3 - Ensaio de miniabatimento para relações a/c =0,4 AS/C=0,1



Fonte: Autora (2018).

Como critérios para teor ótimo de fíler na mistura, estabelece-se que o diâmetro de espalhamento deva estar entre 17 e 19 cm e que o tempo T₁₁₅ deve estar no intervalo de 2 e 4 s (GOMES, 2002).

Como o objetivo da pesquisa é diminuir o consumo de cimento e tendo em vista que a composição de 40% de fíler calcário apresentou resultados dentro do aceitável para CAA sem prejuízo à fluidez da pasta, esse foi o teor adotado para a confecção dos concretos, tanto de referência, quanto com baixo consumo de cimento.

Portanto, com os métodos utilizados (miniabatimento e funil Marsh), obteve-se resultados que permitiram determinar com eficiência a composição da pasta. Esse estudo é importante quando se deseja otimizar a utilização dos materiais, visando o consumo consciente,

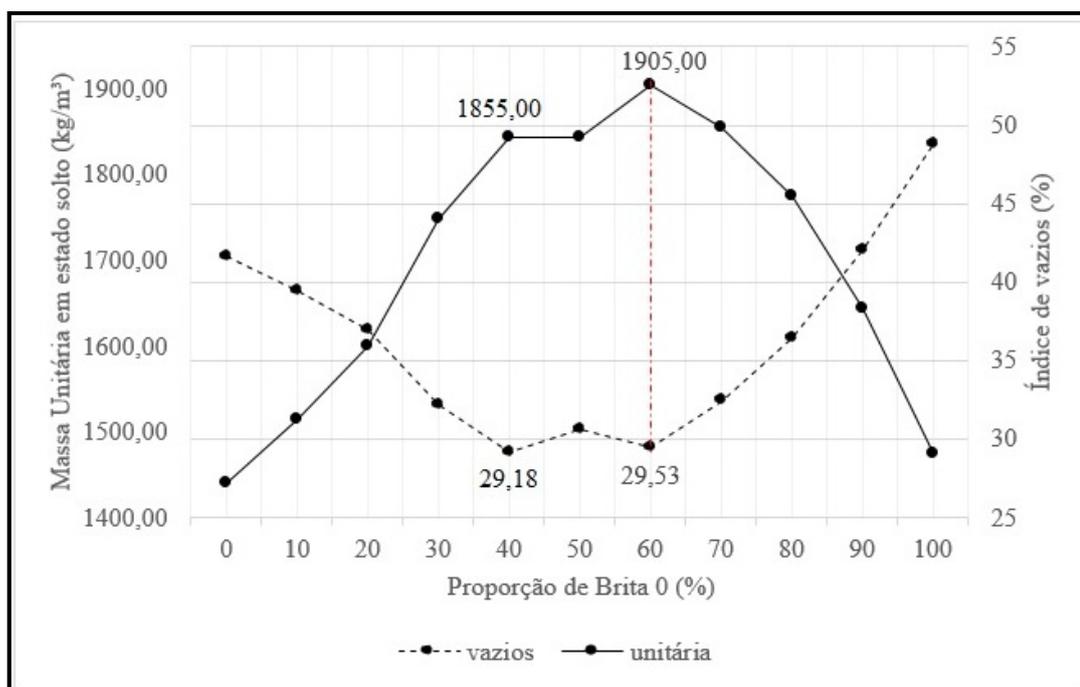
minimizando o desperdício. Apresentaram-se também como procedimentos rápidos e práticos, que demandam de pouco material para serem realizados.

Pereira (2010) concluiu que para diminuir a utilização de aglomerantes, deve ocorrer grande dispersão de partículas, por isso a utilização de aditivo superplastificante é tão importante para obter concretos com baixo consumo de cimento.

6.3 Etapa agregados

Na Figura 6.4 apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de empacotamento entre o agregado miúdo e o agregado graúdo. Foi estabelecida a proporção ótima dos agregados, que ficou em 60% de agregado graúdo e 40% o agregado miúdo. Apesar de outra proporção, a de 40% de agregado graúdo e 60% de agregado miúdo, apresentar menor índice de vazios no valor de 29,18%, a proporção escolhida possui maior massa unitária igual a 1,905 kg/m³.

Figura 6.4 - Empacotamento dos agregados.



Fonte: Autora (2018).

Conclui-se que a obtenção do volume adequado de cada agregado é importante para o CAABCC, pois tem como premissa obter o menor índice de vazios, acarretando em menor volume de aglomerantes necessário na mistura.

6.4 Etapa concreto

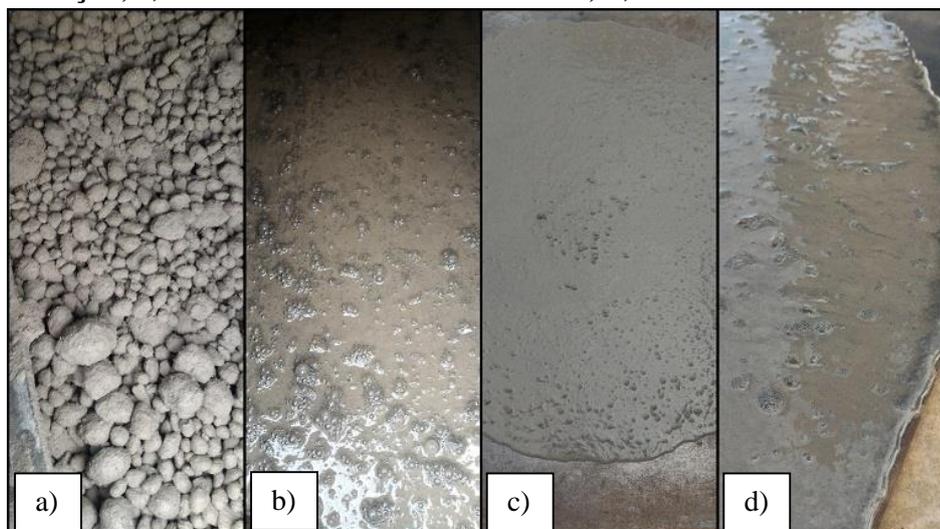
Após determinar a composição dos agregados, o teor ótimo de superplastificante e a composição do fíler calcário, iniciou-se a fase para definir a dosagem dos concretos (CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3). Como previsto na revisão bibliográfica, as dosagens escolhidas para essa pesquisa devem atender às especificações de trabalhabilidade, coesão e fluidez em seu estado fresco.

Para a obter as dosagens um estudo foi realizado. Optou-se por iniciar essa etapa produzindo concreto com volume de pasta de 40%, pois de acordo com pesquisadores como Gomes (2002) e Almeida Filho (2006), apresenta-se como um volume de pasta usualmente utilizado, que no caso dessa pesquisa, seria o CAA de referência. A partir deste concreto reduzir-se-ia o consumo de cimento ao diminuir o volume de pasta na composição do CAA.

Em função do agregado miúdo utilizado, inicialmente houveram algumas dificuldades para estabelecer o volume de água adicionada para suprir sua absorção, pois não foi possível determinar o seu índice de absorção pelo método de ensaio de absorção de água para agregado miúdo, conforme estabelecido na NBR NM30: 2001 (ABNT, 2001), por se tratar de um material muito fino. Foram realizadas tentativas para obter o volume de água para saturar os agregados (gráúdo e miúdo), adotou-se valor inicial de 9,9%, depois de 6% e então de 3,63% baseado na pesquisa de Almeida Filho (2006). Entre essas tentativas, a que mostrou melhor resultado foi a que o acréscimo representou 3,63% de adição de volume de água para absorção dos agregados.

Na Figura 6.5 observa-se a primeira tentativa para determinar o volume de adição de água referente à absorção dos agregados. Inicialmente não houve adição de água referente à absorção dos agregados, e observou-se que o concreto estava seco (Figura 6.5 a), sem possibilidade de ser ensaiado. Então foi adicionado 9,9% de água sobre a massa da areia, e resultou em um concreto com excesso de água como pode ser observado na Figura 6.5 b; ao realizar-se o ensaio de abatimento, o concreto exsudou e pela avaliação visual do espalhamento, segregou (Figura 6.5 c e d).

Figura 6.5 - a) Concreto sem adição de água para absorção; b) Concreto após adição de água de absorção; c) concreto ensaio de abatimento; d) detalhe do ensaio de abatimento



Fonte: Autora (2018).

As demais tentativas estão detalhadas em Storch *et al.* (2017). Foi produzido o CAAR com volume de pasta de 40%, avaliada suas propriedades em estado fresco, e se seguiu a dosagem dos concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3. O detalhamento dos materiais e os resultados dos ensaios no estado fresco estão indicados na Tabela 6.4.

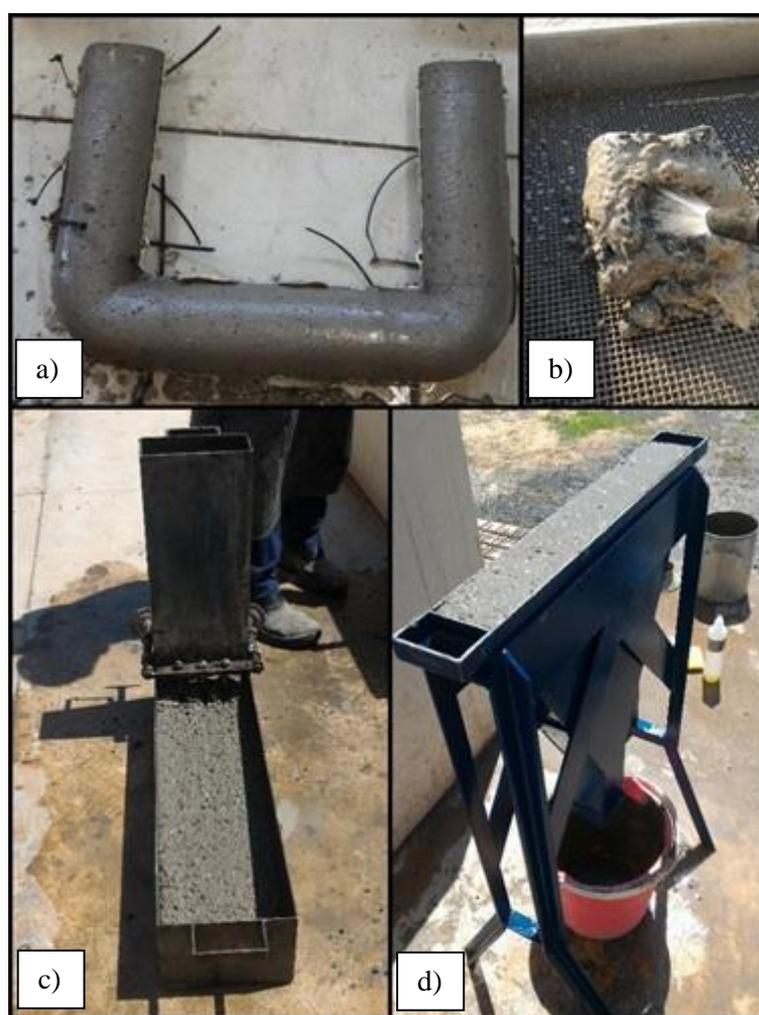
Tabela 6.4 - Consumo de materiais para 1 m³ das dosagens dos concretos: CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 (a/c =0,4)

| Material | | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
|--|--|--------------|--------------|--------------|--------------|
| Cimento (kg) | | 434,06 | 358,10 | 347,25 | 325,54 |
| Fíler calcário (kg) | | 173,62 | 143,22 | 138,88 | 130,20 |
| Sílica ativa (kg) | | 43,41 | 35,81 | 34,72 | 32,55 |
| Agregado miúdo (kg) | | 648,70 | 724,39 | 735,20 | 756,82 |
| Agregado graúdo (kg) | | 973,06 | 1086,58 | 1102,80 | 1135,23 |
| SP/C (%) | | 2,00 | 4,18 | 4,50 | 4,60 |
| Água (kg) | | 173,62 | 143,22 | 138,88 | 130,20 |
| Água ab. do agregado graúdo (2,04%) (kg) | | 19,85 | 22,17 | 22,50 | 23,16 |
| Água ab. do agregado miúdo (1,59%) (kg) | | 10,32 | 11,52 | 11,69 | 12,03 |
| Volume de pasta (%) | | 40,00 | 33,00 | 32,00 | 30,00 |
| Massa específica (g/cm ³) | | 2,430 | 2,470 | 2,480 | 2,510 |
| Temperatura ambiente (°C) | | 36,40 | 32,40 | 26,60 | 27,50 |
| Umidade relativa do ar (%) | | 32,00 | 19,00 | 54,00 | 42,00 |
| Ensaio estado fresco | Limites NBR 15823:2010 Classe SF2, VS2, VF2, PL2 | | | | |
| Espalha. (mm) | 660 a 750 | 680,00 | 697,50 | 755,00 | 605,00 |
| T ₅₀ (s) | >2 | 5''56 | 4''91 | 8''20 | 10''26 |
| Caixa-L H ₂ /H ₁ | ≥ 0,80 | 0,96 | 0,99 | 0,99 | 0,96 |
| T ₂₀ (s) | - | 1''37 | 1''17 | 2''68 | 1''56 |
| T ₄₀ (s) | - | 3''44 | 3''07 | 7''13 | 5''33 |
| Funil-V (s) | 9 a 25 | 9''25 | 9''48 | 16''90 | 16''65 |
| Tubo U | ≥ 0,90 | 0,91 | 0,98 | 0,99 | 0,99 |

Na Tabela 6.4 observa-se que para os concretos com baixo consumo de cimento, precisou-se adicionar maior volume de superplastificante, pois, com menor volume de pasta, houve necessidade de maior dispersão de partículas para obter um CAA.

Os ensaios escolhidos para avaliar as características dos concretos no estado fresco apresentaram-se eficientes pois possibilitaram avaliar a distribuição dos agregados, a coesão do concreto e sua fluidez. Na Figura 6.6 observa-se os ensaios realizados no estado fresco.

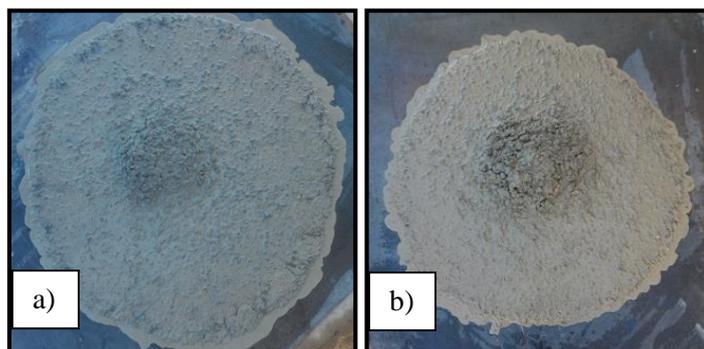
Figura 6.6 - Concretos nos ensaios de: a) e b) Tubo U; b) Caixa-L; e c) Funil-V



Fonte: Autora (2018).

Foram realizadas tentativas para obter CAA com volume de pasta ainda menor que 30%, porém, não se obteve sucesso, já que o espalhamento ficou abaixo do indicado por norma. Na Figura 6.7 a, observa-se a primeira tentativa, e na Figura 6.7 b, a segunda tentativa.

Figura 6.7 - a) Espalhamento da primeira tentativa de dosar concreto com 29% de volume de pasta; b) segunda tentativa de dosar concreto com 29% de pasta

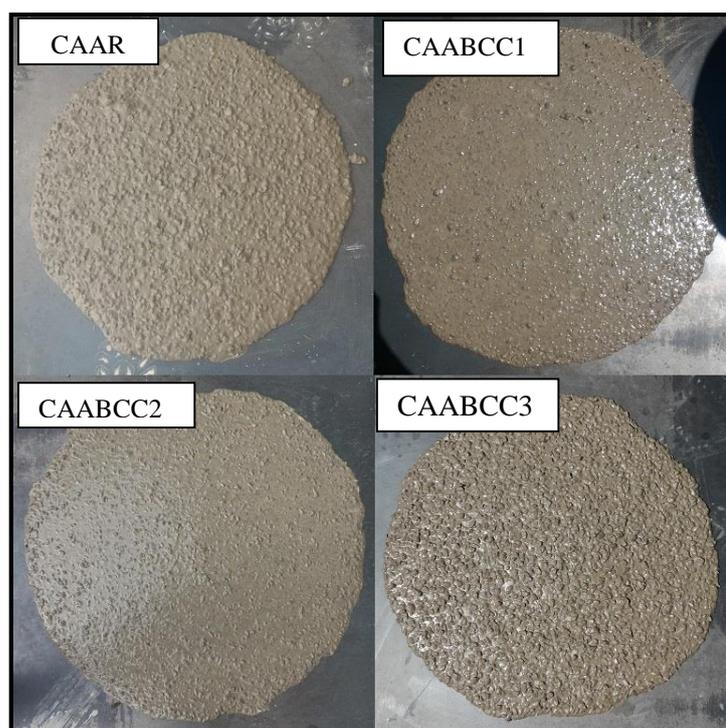


Fonte: Autora (2018).

Nas duas tentativas ocorreu exsudação e segregação dos materiais como vê-se na Figura 6.6 a e b, em que há concentração de agregados graúdos no centro do espalhamento e nata em suas bordas. Portanto, o concreto com 29% de volume de pasta não atendeu às especificações para obtenção do CAA, de acordo com os materiais e proporções adotados nessa pesquisa.

Na Figura 6.8 observa-se os ensaios de espalhamento dos concretos dosados (CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3). Por meio de verificação visual do ensaio de espalhamento, verifica-se que não houve segregação ou exsudação dos concretos produzidos.

Figura 6.8 - Concretos após ensaio de espalhamento



Fonte: Autora (2018).

Na Figura 6.9 apresenta-se corpos de provas cilíndricos após ensaios de tração por compressão diametral para visualizar-se a distribuição de agregados graúdos. Nota-se que não há segregação dos materiais, o que corrobora a avaliação visual realizada no ensaio de espalhamento observada na Figura 6.8.

Figura 6.9 - Distribuição do agregado graúdo nas concretagens



Fonte: Autora (2018).

Em relação ao CAAR, o CAABCC1 tem 17,50% menor volume de cimento em sua composição já o CAABCC2 tem 19,99% e o CAABCC3 tem 25,00% menos cimento em sua composição.

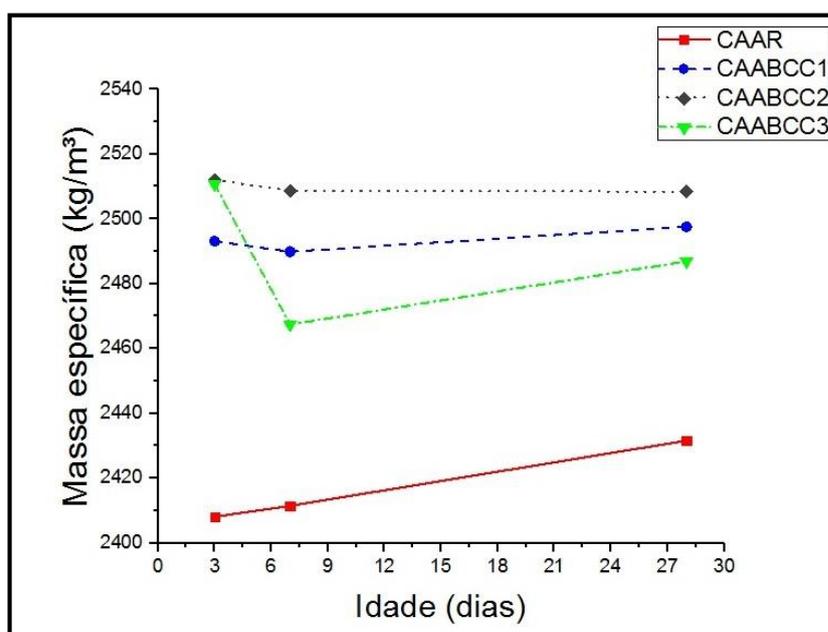
6.5 Ensaios físicos e mecânicos do concreto endurecido

Nessa seção serão apresentados os resultados da massa específica e dos ensaios para obtenção das propriedades mecânicas (resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade dinâmico e estático) dos concretos dosados.

6.5.1 Massa específica

Na Figura 6.10 e Tabelas 6.5 e 6.6 estão indicados os resultados da obtenção da massa específica no estado endurecido dos concretos CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3, para as idades de 3, 7 e 28 dias.

Figura 6.9 - Massa específica do concreto na condição saturada superfície seca



Fonte: Autora (2018).

Tabela 6.5 - Resultados de massa específica dos concretos CAAR e CAABCC1

| CP | CAAR | | | CAABCC1 | | |
|---------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 3 dias | 7 dias | 28 dias |
| CP01 (kg/m ³) | 2405,01 | 2401,71 | 2414,34 | 2480,17 | 2502,53 | 2496,08 |
| CP02 (kg/m ³) | 2439,19 | 2426,57 | 2433,30 | 2482,82 | 2466,90 | 2500,54 |
| CP03 (kg/m ³) | 2380,18 | 2406,16 | 2447,23 | 2516,29 | 2500,18 | 2496,08 |
| Média (kg/m³) | 2408,13 | 2411,48 | 2431,63 | 2493,09 | 2489,87 | 2497,57 |
| DP (kg/m ³) | 29,63 | 13,26 | 16,51 | 20,13 | 19,93 | 2,57 |
| CV (%) | 1,23 | 0,55 | 0,68 | 0,81 | 0,20 | 0,10 |

Tabela 6.6 - Resultados de massa específica dos concretos CAABCC2 e CAABCC3

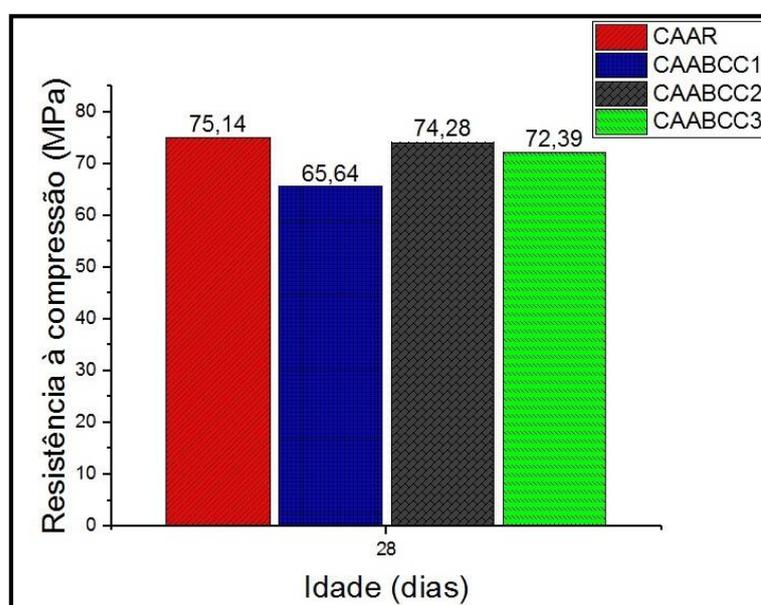
| CP | CAABCC2 | | | CAABCC3 | | |
|---------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 3 dias | 7 dias | 28 dias |
| CP01 (kg/m ³) | 2504,04 | 2509,73 | 2520,36 | 2508,80 | 2453,07 | 2504,46 |
| CP02 (kg/m ³) | 2512,70 | 2491,63 | 2476,32 | 2510,65 | 2497,61 | 2474,09 |
| CP03 (kg/m ³) | 2519,47 | 2524,62 | 2528,56 | 2512,70 | 2451,64 | 2482,17 |
| Média (kg/m³) | 2512,07 | 2508,66 | 2508,42 | 2510,72 | 2467,44 | 2486,91 |
| DP (kg/m ³) | 7,74 | 16,52 | 28,10 | 1,95 | 26,14 | 15,73 |
| CV (%) | 0,31 | 0,66 | 1,12 | 0,08 | 1,06 | 0,63 |

De acordo com os resultados, é possível observar que os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 obtiveram resultados superiores ao do CAAR em relação à massa específica. Isso pode ser explicado pela melhora no empacotamento e redução no teor de pasta no concreto em função do aumento do consumo de agregados.

6.5.2 Resistência à compressão axial

Os ensaios para determinação da resistência à compressão dos corpos de prova têm seus resultados para 3, 7 e 28 dias indicados na Figura 6.11 e Tabela 6.7.

Figura 6.10 - Resistência à compressão aos 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Tabela 6.7 - Resistência à compressão com a idade

| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| CP | 3 dias | 3 dias | 3 dias | 3 dias |
| CP1 (MPa) | 43,25 | 31,80 | 33,07 | 33,53 |
| CP2 (MPa) | 40,11 | 30,49 | 34,38 | 32,71 |
| CP3 (MPa) | 40,83 | 30,98 | 33,01 | 32,04 |
| Média (MPa) | 41,39 | 31,09 | 33,49 | 32,43 |
| DP (MPa) | 1,65 | 0,66 | 0,77 | 0,35 |
| CV (%) | 3,98 | 2,12 | 2,31 | 1,07 |
| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
| CP | 7 dias | 7 dias | 7 dias | 7 dias |
| CP1 (MPa) | 46,92 | 41,74 | 49,32 | 42,57 |
| CP2 (MPa) | 45,03 | 41,83 | 47,97 | 39,37 |
| CP3 (MPa) | 47,46 | 39,68 | 47,48 | 39,38 |
| Média (MPa) | 46,47 | 41,08 | 48,26 | 40,44 |
| DP (MPa) | 1,28 | 1,22 | 0,95 | 1,84 |
| CV (%) | 2,74 | 2,96 | 1,97 | 4,56 |
| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
| CP | 28 dias | 28 dias | 28 dias | 28 dias |
| CP1 (MPa) | 75,69 | 65,16 | 73,22 | 71,97 |
| CP2 (MPa) | 74,55 | 66,73 | 76,31 | 72,97 |
| CP3 (MPa) | 75,19 | 65,32 | 73,32 | 72,23 |
| Média (MPa) | 75,14 | 65,74 | 74,29 | 72,39 |
| DP (MPa) | 0,57 | 0,86 | 1,76 | 0,52 |
| CV (%) | 0,76 | 1,31 | 2,36 | 0,72 |

Os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 obtiveram resistência à compressão inferior ao CAAR na idade de 3 dias. Em relação ao valor médio de resistência dos concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3, houve redução de 24,9%, 19,1% e 21,6% respectivamente, em comparação ao CAAR.

Aos 7 dias, os concretos CAABCC1 e CAABCC3, em relação ao valor médio de resistência à compressão, apresentaram valores inferiores de 11,6% e 13,0% respectivamente em comparação ao CAAR. Já o CAABCC2 teve valor médio de resistência à compressão 3,9% superior ao CAAR.

Na idade de 28 dias, os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 obtiveram valores médios de resistência à compressão inferiores ao CAAR. Essas reduções foram respectivamente de 12,5%, 1,1% e 3,7%.

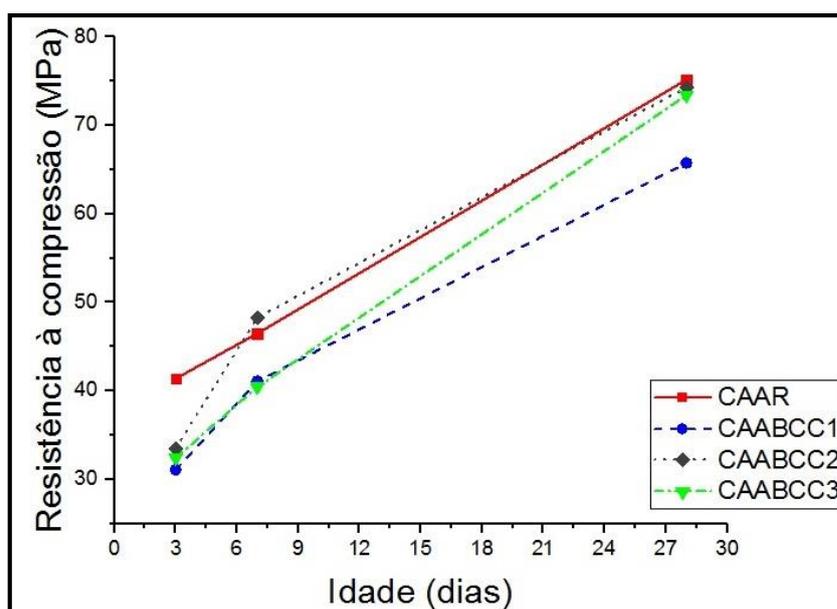
Na Tabela 6.8 compara-se o consumo de cimento das dosagens de concreto em relação à resistência à compressão apresentadas pelas mesmas.

Tabela 6.8 - Comparação entre o consumo de cimento e a resistência à compressão

| | Consumo de cimento (kg/m³) | Relação CAABCC /CAAR | Res. à comp. aos 28 dias (MPa) | Relação CAABCC /CAAR |
|----------------|--|-----------------------------|---------------------------------------|-----------------------------|
| CAAR | 434,06 | 1,00 | 75,14 | 1,00 |
| CAABCC1 | 358,10 | 0,83 | 65,64 | 0,87 |
| CAABCC2 | 347,25 | 0,80 | 74,28 | 0,99 |
| CAABCC3 | 325,54 | 0,75 | 72,39 | 0,96 |

Avaliando a quinta coluna em relação à terceira coluna da Tabela 6.8, observa-se que a redução da resistência à compressão não é diretamente proporcional à redução do consumo de cimento. Pode-se afirmar ainda que as dosagens CAABCC2 e CAABCC3 e CAAR apresentam valores próximos de resistência à compressão aos 28 dias.

Na Figura 6.12 observa-se o ganho de resistência à compressão dos concretos com a idade.

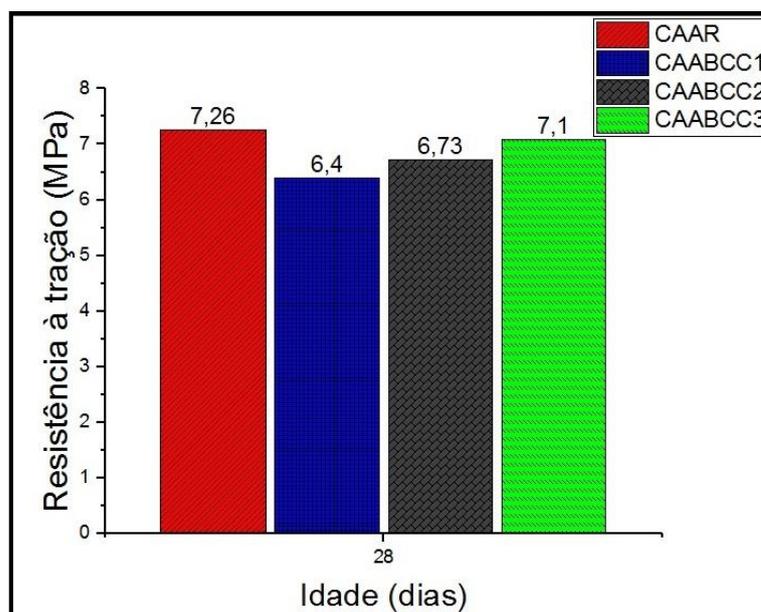
Figura 6.11 - Evolução da resistência à compressão com a idade dos concretos estudados

Fonte: Autora (2018).

6.5.3 Resistência à tração por compressão diametral

Os ensaios para determinação da resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova têm seus resultados para 3, 7 e 28 dias indicados na Tabela 6.9, na Figura 6.13 observa-se os resultados aos 28 dias.

Figura 6.12 - Resistência à tração aos 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Tabela 6.9 - Resistência à tração aos 3 dias

| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| CP | 3 dias | 3 dias | 3 dias | 3 dias |
| CP1 | 4,68 | 3,62 | 3,45 | 3,57 |
| CP2 | 4,39 | 3,70 | 3,71 | 3,49 |
| CP3 | 4,54 | 3,65 | 3,86 | 3,66 |
| Média (MPa) | 4,54 | 3,66 | 3,68 | 3,57 |
| DP (MPa) | 0,15 | 0,05 | 0,21 | 0,08 |
| CV (%) | 3,22 | 1,24 | 5,66 | 2,32 |
| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
| CP | 7 dias | 7 dias | 7 dias | 7 dias |
| CP1 | 4,35 | 4,06 | 4,55 | 4,22 |
| CP2 | 4,51 | 4,16 | 4,74 | 4,67 |
| CP3 | 4,49 | 4,24 | 4,69 | 4,25 |
| Média (MPa) | 4,45 | 4,15 | 4,66 | 4,38 |
| DP (MPa) | 0,09 | 0,17 | 0,1 | 0,25 |
| CV (%) | 2,01 | 2,17 | 2,08 | 5,69 |
| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
| CP | 28 dias | 28 dias | 28 dias | 28 dias |
| CP1 | 7,20 | 6,21 | 6,68 | 6,99 |
| CP2 | 7,09 | 6,49 | 6,79 | 7,26 |
| CP3 | 7,49 | 6,49 | 6,72 | 7,06 |
| Média (MPa) | 7,26 | 6,40 | 6,73 | 7,10 |
| DP (MPa) | 0,21 | 0,16 | 0,05 | 0,14 |
| CV (%) | 2,86 | 2,49 | 0,80 | 1,97 |

Aos três dias, os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 obtiveram resistência à tração por compressão diametral inferiores ao CAAR. Em relação ao valor médio de

resistência à tração, do CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3, houve redução de 19,4%, 18,9% e 21,4% respectivamente, em comparação ao CAAR. Índices muito próximos àqueles obtidos nos ensaios de resistência à compressão, para essa mesma idade.

Aos 7 dias, os concretos CAABCC1 e CAABCC3, em relação ao valor médio de resistência à tração, apresentaram valores 6,7% e 1,6% respectivamente, inferiores em comparação ao CAAR. Já o CAABCC2 teve valor médio de resistência à tração 4,7% superior ao CAAR. Esse comportamento é semelhante aos valores obtidos nos ensaios de resistência à compressão, apesar de que no caso da resistência à tração, a diferença entre o CAABCC1 e CAABCC3 em relação ao CAAR apresentou-se menor comparando-se com as relações no caso da resistência à compressão.

Na idade de 28 dias, os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 obtiveram valores médios de resistência à tração por compressão diametral inferiores ao CAAR. Essas reduções foram respectivamente de 11,8%, 7,3% e 2,2%.

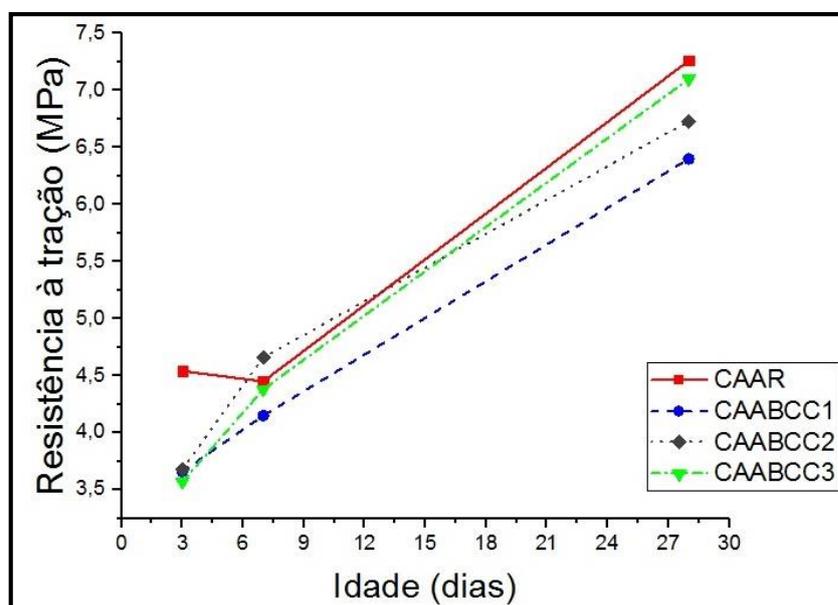
Na Tabela 6.10 compara-se o consumo de cimento das dosagens de concreto em relação à resistência à compressão apresentadas pelas mesmas.

Tabela 6.10 - Comparação entre o consumo de cimento e a resistência à compressão

| | Consumo de cimento (kg/m³) | Relação CAABCC /CAAR | f_{ct,28} (MPa) | Relação f_{ct,28} CAABCC /CAAR |
|----------------|--|-----------------------------|--------------------------------|---|
| CAAR | 434,06 | 1,00 | 7,26 | 1,00 |
| CAABCC1 | 358,10 | 0,83 | 6,40 | 0,88 |
| CAABCC2 | 347,25 | 0,80 | 6,73 | 0,93 |
| CAABCC3 | 325,54 | 0,75 | 7,10 | 0,98 |

Avaliando a quinta coluna em relação à terceira coluna, observa-se que a redução da resistência à tração, assim como no caso da resistência à compressão, não é diretamente proporcional à redução do consumo de cimento. Pode-se afirmar ainda que as dosagens CAABCC2 e CAABCC3 e CAAR apresentam valores de resistência à tração aos 28 dias, bem próximos. Na Figura 6.14 observa-se o ganho de resistência à tração dos concretos de acordo com o aumento da idade.

Figura 6.13 - Evolução da resistência à tração por compressão diametral dos concretos estudados ao longo do tempo



Fonte: Autora (2018).

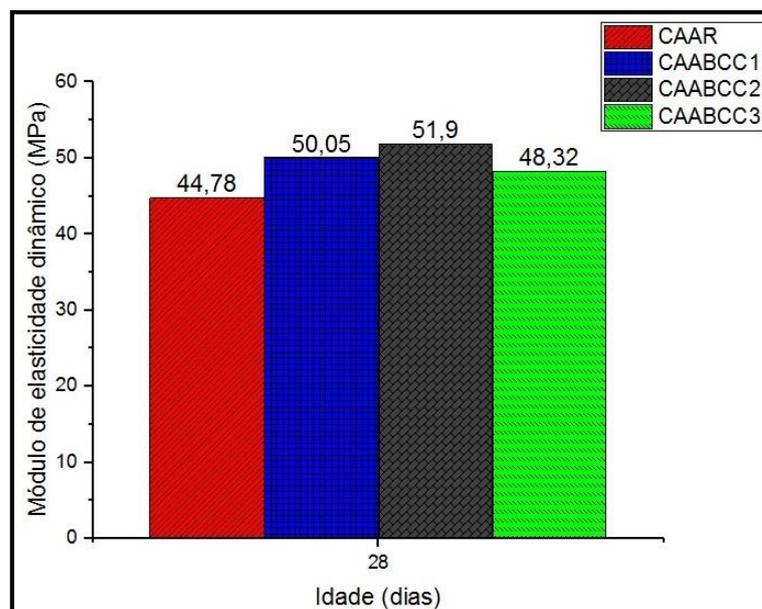
Analisando a Figura 6.14, nota-se o comportamento semelhante apresentado nos ensaios de resistência à compressão. Há queda na diferença de resistência à tração entre as dosagens com o aumento da idade do concreto.

6.5.4 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade é um parâmetro de extrema importância pois relaciona-se com as deformações estruturais, indica-se os resultados dos ensaios dinâmicos e estáticos.

6.5.4.1 Módulo de elasticidade dinâmico

Na Figura 6.15 e Tabela 6.11 estão indicados os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico apresentados pelos mesmos corpos de prova que posteriormente foram ensaiados pelo método destrutivo para obter o módulo de elasticidade estático.

Figura 6.14 - Módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias

Fonte: Autora (2018).

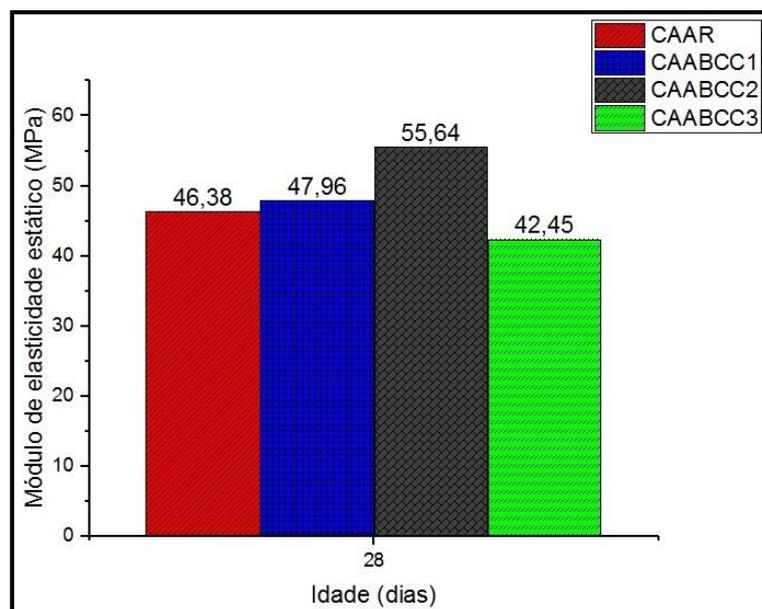
Tabela 6.11 - Módulo de elasticidade dinâmico aos 28 dias

| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| CP | 28 dias | 28 dias | 28 dias | 28 dias |
| CP1 | 44,66 | 50,37 | 52,53 | 48,99 |
| CP2 | 45,22 | 49,92 | 52,44 | 49,43 |
| CP3 | 44,78 | 49,86 | 50,74 | 46,54 |
| Média (GPa) | 44,78 | 50,05 | 51,90 | 48,32 |
| DP (GPa) | 0,39 | 0,28 | 1,01 | 1,56 |
| CV (%) | 0,87 | 0,55 | 1,95 | 3,23 |

Se tratando dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico, os resultados dos concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 foram 11,8%, 15,9% e 7,9% superiores, respectivamente, em relação ao CAAR. Esse aumento nos valores para módulo de elasticidade pode ser explicado pelo aumento de volume de agregados na composição do concreto.

6.5.4.2 Módulo de elasticidade estático

Os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade estático podem ser observados na Figura 6.16 e Tabela 6.12.

Figura 6.15 - Módulo de elasticidade estático aos 28 dias

Fonte: Autora (2018).

Tabela 6.12 - Módulo de elasticidade estático aos 28 dias

| | CAAR | CAABCC1 | CAABCC2 | CAABCC3 |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| CP | 28 dias | 28 dias | 28 dias | 28 dias |
| CP1 | 44,74 | 49,73 | 56,65 | 42,09 |
| CP2 | 46,25 | 46,33 | 54,72 | 42,26 |
| CP3 | 48,15 | 47,83 | 55,56 | 43,00 |
| Média (GPa) | 46,38 | 47,93 | 55,64 | 42,45 |
| DP (GPa) | 1,71 | 1,7 | 0,97 | 0,48 |
| CV (%) | 3,68 | 3,55 | 1,74 | 1,14 |

Em relação aos resultados para os ensaios de módulo de elasticidade estático, os concretos CAABCC1 e CAABCC2 foram 3,3% e 20,0% superiores ao CAAR, respectivamente. Já para o CAABCC3, houve redução de 8,5% em relação ao CAAR.

Na Tabela 6.13 apresenta-se os resultados dos ensaios de módulo de elasticidade dinâmico e estático, bem como a comparação entre eles.

Tabela 6.13 - Comparação entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico

| | $E_{c,d}$ (GPa) | DP (GPa) | CV (%) | E_c (GPa) | DP (GPa) | CV (%) | Relação ($E_{c,d}/E_c$) |
|---------|--------------------|-------------|-----------|----------------|-------------|-----------|------------------------------|
| CAAR | 44,78 | 0,39 | 0,87 | 46,38 | 1,71 | 3,68 | 0,97 |
| CAABCC1 | 50,05 | 0,28 | 0,55 | 47,93 | 1,7 | 3,55 | 1,04 |
| CAABCC2 | 51,90 | 1,01 | 1,95 | 55,64 | 0,97 | 1,74 | 0,93 |
| CAABCC3 | 48,32 | 1,56 | 3,23 | 42,45 | 0,48 | 1,14 | 1,14 |

$E_{c,d}$ =Módulo de elasticidade dinâmico; E_c =Módulo de elasticidade estático.

Segundo Mehta e Monteiro (2014) o módulo de elasticidade dinâmico é geralmente 20%, 30% e 40% mais alto do que o módulo de elasticidade estático para concretos de alta, média e baixa resistência, respectivamente. No caso dessa pesquisa, em que a relação a/c se manteve constante e a resistência à compressão são bem próximas, o ensaio de módulo de elasticidade dinâmico apresentou média de 2% acima ao módulo de elasticidade estático, porém houve certa variação dos resultados.

Na Tabela 6.14 observa-se a comparação das principais propriedades mecânicas dos concretos produzidos para essa pesquisa, indica-se também os desvios padrão e coeficientes de variação, além da relação entre o CAAR e os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3. O módulo de elasticidade indicado é o estático.

Tabela 6.14 - Propriedades mecânicas dos concretos estudados aos 28 dias

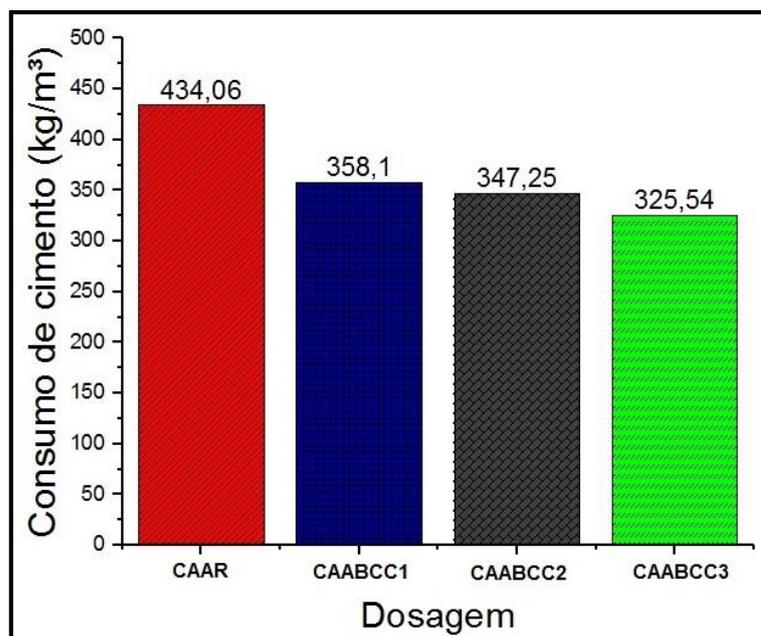
| | $f_{cm,28}$ (MPa) | DP (GPa) | CV (%) | $f_{cm,28}$ Relat.* |
|---------|-----------------------|-------------|-----------|-------------------------|
| CAAR | 75,14 | 0,57 | 0,76 | 1,00 |
| CAABCC1 | 65,74 | 0,86 | 1,31 | 0,88 |
| CAABCC2 | 74,29 | 1,76 | 2,36 | 0,99 |
| CAABCC3 | 72,39 | 0,52 | 0,72 | 0,96 |
| | $f_{ctm,28}$ (MPa) | DP (GPa) | CV (%) | $f_{ctm,28}$ Relat.* |
| CAAR | 7,26 | 0,21 | 2,86 | 1,00 |
| CAABCC1 | 6,40 | 0,16 | 2,49 | 0,88 |
| CAABCC2 | 6,73 | 0,05 | 0,80 | 0,93 |
| CAABCC3 | 7,10 | 0,14 | 1,97 | 0,98 |
| | $E_{c,28}$ (GPa) | DP (GPa) | CV (%) | E_c Relat.* |
| CAAR | 46,38 | 1,71 | 3,68 | 1,00 |
| CAABCC1 | 47,93 | 1,7 | 3,55 | 1,03 |
| CAABCC2 | 55,64 | 0,97 | 1,74 | 1,20 |
| CAABCC3 | 42,45 | 0,48 | 1,14 | 0,92 |

*Relação entre o valor correspondente ao CAABCC e o valor do CAAR.

6.5.5 Indicadores de consumo

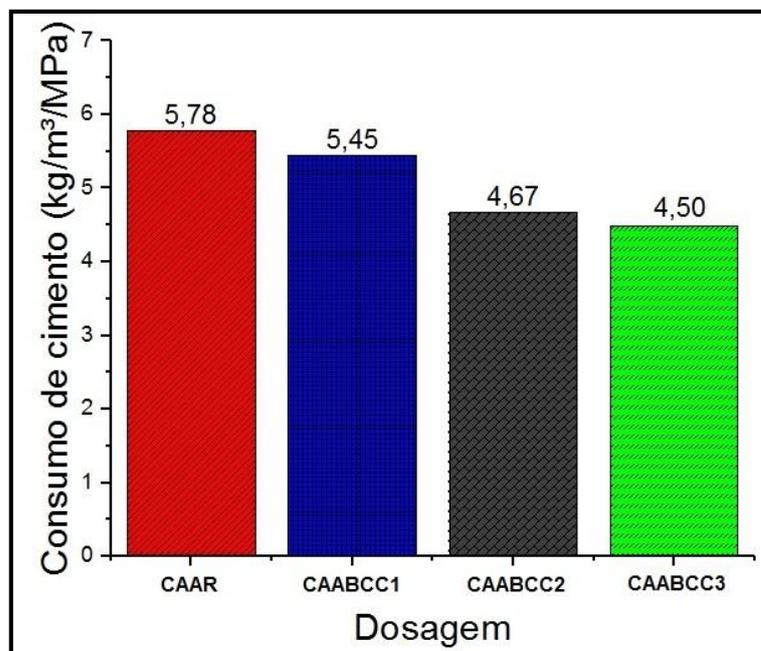
Assim como Rebmann (2011), a propriedade principal, levada em consideração nessa pesquisa para indicar a redução do consumo de cimento foi a resistência à compressão.

Na Figura 6.17 apresenta-se a comparação do consumo de cimento entre os concretos.

Figura 6.16 - Comparação entre o consumo de cimento entre as dosagens

Fonte: Autora (2018).

Na Figura 6.18 compara-se o indicativo de consumo de cimento (kg), por metro cúbico para cada MPa.

Figura 6.17 - Indicativo de consumo de cimento

Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.15 encontra-se a comparação entre o consumo de cimento por m³ entre os concretos, além dos indicadores de consumo de cimento para cada dosagem, e seus respectivos percentuais de redução de consumo de cimento.

Tabela 6.15 - Comparação entre as dosagens em relação ao consumo de cimento

| | Consumo de cimento (kg/m ³) | Redução de consumo de cimento (%) | f _{cm,28} (MPa) | C _r (kg/m ³ /MPa) | Redução de consumo de cimento por MPa (%) |
|----------------|---|-----------------------------------|--------------------------|---|---|
| CAAR | 434,06 | - | 75,14 | 5,78 | - |
| CAABCC1 | 358,10 | 17,50 | 65,74 | 5,45 | 5,70 |
| CAABCC2 | 347,25 | 20,00 | 74,29 | 4,67 | 19,08 |
| CAABCC3 | 325,54 | 25,00 | 72,39 | 4,50 | 22,15 |

C_r=Consumo relativo de cimento.

Notou-se que para os concretos CAABCC2 e CAABCC3, os percentuais de redução de consumo de cimento em relação ao CAAR (20,00 e 25,00%, respectivamente), ficaram bem próximos dos percentuais de redução do consumo de cimento por m³ por MPa (19,08% e 22,15%, respectivamente). Já para o CAABCC1, obteve-se redução de consumo de cimento de 17,50% em relação ao CAAR, e seu índice de consumo de cimento por m³ por MPa foi 5,70% menor em relação ao CAAR. Levando-se em consideração que a variação da resistência à compressão das outras dosagens foi menor (75,14 MPa para o CAAR, 74,29 MPa para o CAABCC2 e 72,39 MPa para o CAABCC3), seria necessário realizar novas concretagens e ensaios para confirmar os resultados apresentados pelo CAABCC1.

6.6 Ensaios de arrancamento

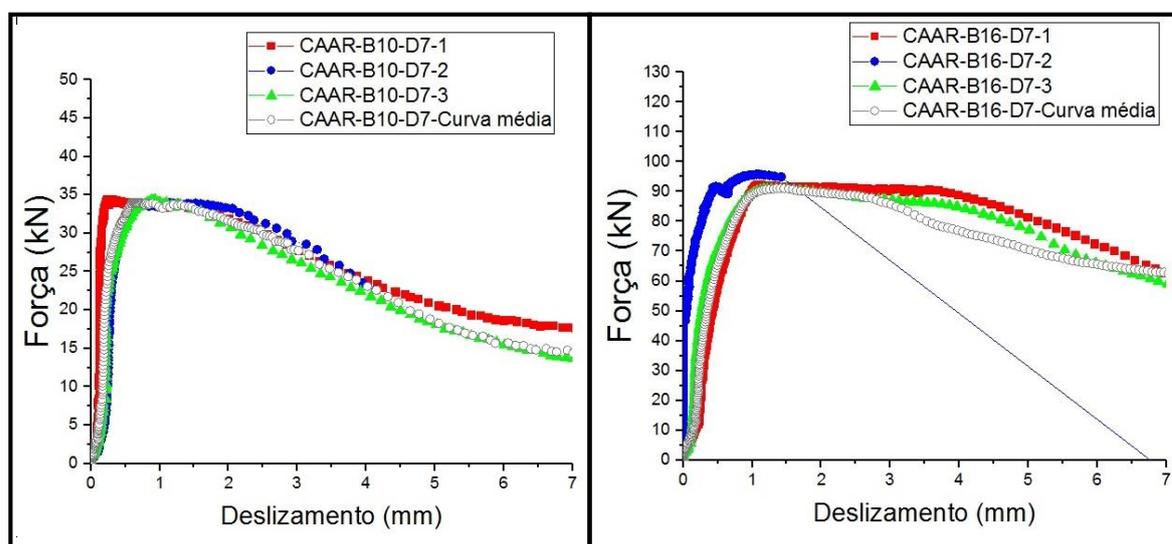
Nessa seção, serão apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento. Primeiramente por dosagem, então será realizada comparação entre as dosagens, e por fim comparação entre os diâmetros das barras e entre as idades em que ocorreram os ensaios. A tensão última de aderência (τ_u), foi considerada como a tensão máxima alcançada pelo modelo, bem como o deslizamento último (δ_u), corresponde ao deslizamento para a tensão máxima. Foram realizados dois ensaios pilotos para verificação dos equipamentos e sistema de aquisição de dados.

6.6.1 Resultados por dosagem

6.6.1.1 CAAR

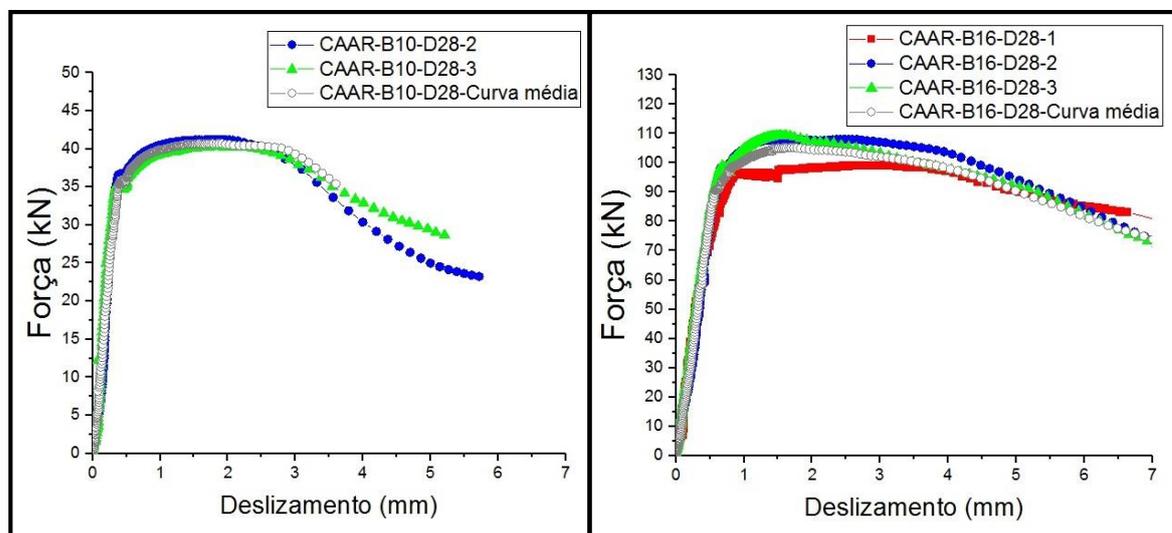
Todos os modelos de CAAR, exceto um, tiveram sua ruptura por arrancamento da barra de aço em relação ao concreto; um dos modelos apresentou ruptura por fendilhamento. Nas Figuras 6.19 e 6.20 apresenta-se o comportamento dos resultados dos ensaios de arrancamento do CAAR, realizados aos 7 dias e 28 dias respectivamente, indica-se também a curva média traçada para esses modelos. Para a barra de 16 mm, um dos ensaios de arrancamento aos 7 dias foi descartado, e em relação à barra de 10 mm, houve um descarte na idade de 28 dias.

Figura 6.18 - Curvas dos modelos de CAAR ensaiados à arrancamento aos 7 dias



Fonte: Autora (2018).

Figura 6.19 - Curvas dos modelos de CAAR ensaiados à arrancamento aos 28 dias



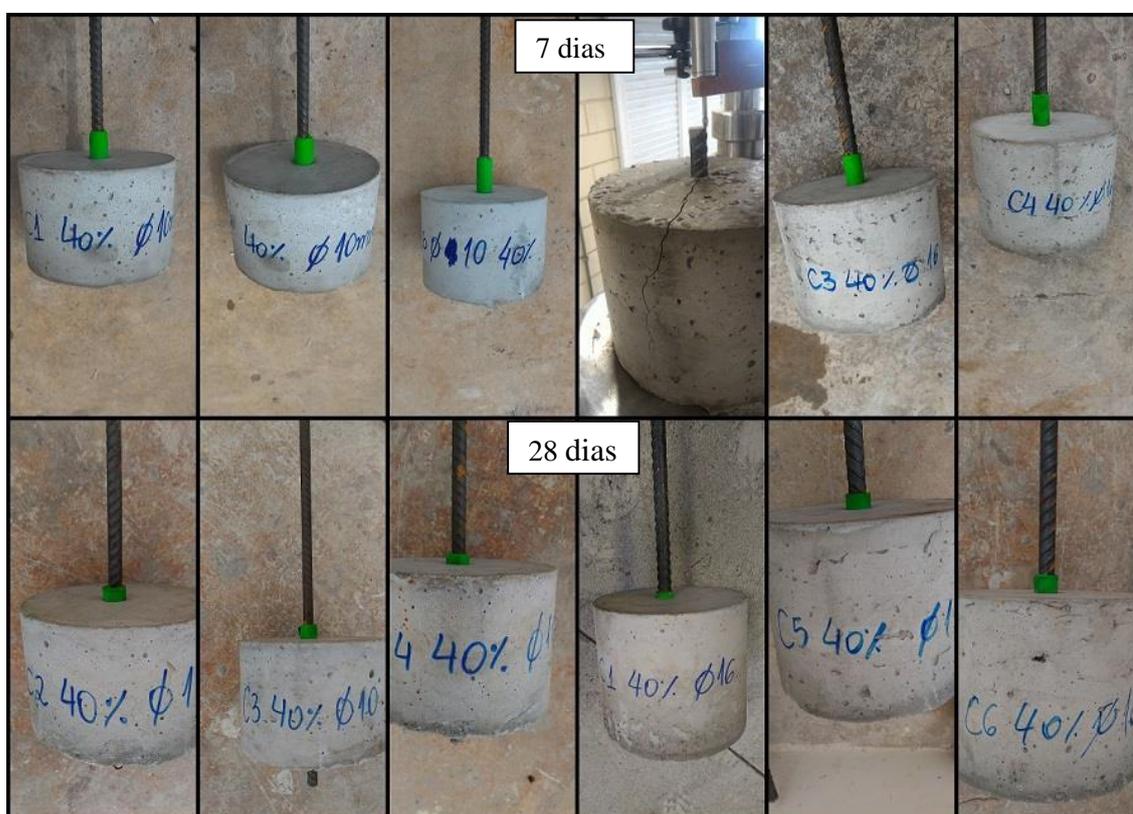
Fonte: Autora (2018).

Ao realizar o ensaio no modelo CAAR-B16-D7-2, houveram problemas na leitura do deslizamento da barra no início do ensaio. Assim, foi possível obter apenas a tensão máxima de aderência apresentada pelo modelo, sendo a curva força de aderência *versus* deslizamento desse modelo foi incluído na Figura 6.19 indicando a realização do ensaio. Porém, ela não foi levada em consideração para produzir a curva média. No caso do modelo CAAR-B10-D28-1 (Figura 6.20), houveram problemas na arquivo gerado após conclusão do ensaio, em que não apareceram os dados em relação à tensão de aderência e nem em relação ao deslizamento. Assim sendo, seus resultados não puderam ser incluídos na Figura 6.20 e na Tabela 6.17.

Observando as Figuras 6.19 e 6.20, conclui-se que qualitativamente houve semelhança no comportamento dos modelos para os ensaios de cada idade.

Os modelos dessa série, após o ensaio de arrancamento, podem ser observados na Figura 6.21. Ao preparar a barra de aço para a produção dos corpos de prova utilizados no ensaio de arrancamento, foi empregado EVA de cor verde para fixar o tubo de PVC garantindo a região sem aderência entre a barra de aço e o concreto no modelo. Quando os modelos foram ensaiados, apresentando ruptura por arrancamento de barra de aço, parte do EVA ficou em evidência.

Figura 6.20 - Modelos de CAAR após ensaios aos 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.16 apresenta-se os resultados da força última e deslizamento último dos ensaios de arrancamento do CAAR. Para o modelo CAAR-B16-D7-2 só foi possível obter a força máxima de aderência. Na Tabela 6.17 indica-se os resultados obtidos para os ensaios de arrancamento do CAAR de acordo com as Equações 6.1 e 6.2, e o modo de ruptura.

Tabela 6.16 - Força última e deslizamento último dos modelos do CAAR aos 7 e 28 dias

| Modelo | CAAR-B10-D7 | | CAAR-B16-D7 | |
|------------|--------------|-----------------|--------------|-----------------|
| | P_u (kN) | δ_u (mm) | P_u (kN) | δ_u (mm) |
| 1 | 34,47 | 0,55 | 92,22 | 1,12 |
| 2 | 33,98 | 0,81 | 95,80 | - |
| 3 | 34,38 | 0,75 | 91,13 | 1,35 |
| Média (kN) | 34,28 | 0,700 | 93,05 | 1,24 |
| DP (kN) | 0,26 | 0,14 | 0,77 | 0,16 |
| CV (%) | 0,76 | 19,36 | 2,63 | 13,17 |
| Modelo | CAAR-B10-D28 | | CAAR-B16-D28 | |
| | P_u (kN) | δ_u (mm) | P_u (kN) | δ_u (mm) |
| 1 | Descartado | | 99,35 | 2,02 |
| 2 | 41,21 | 1,8 | 108,14 | 1,53 |
| 3 | 40,36 | 1,65 | 109,29 | 1,54 |
| Média (kN) | 40,79 | 1,73 | 105,59 | 1,70 |
| DP (kN) | 0,60 | 0,11 | 5,44 | 0,28 |
| CV (%) | 1,47 | 6,15 | 5,15 | 16,51 |

Tabela 6.17 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAAR

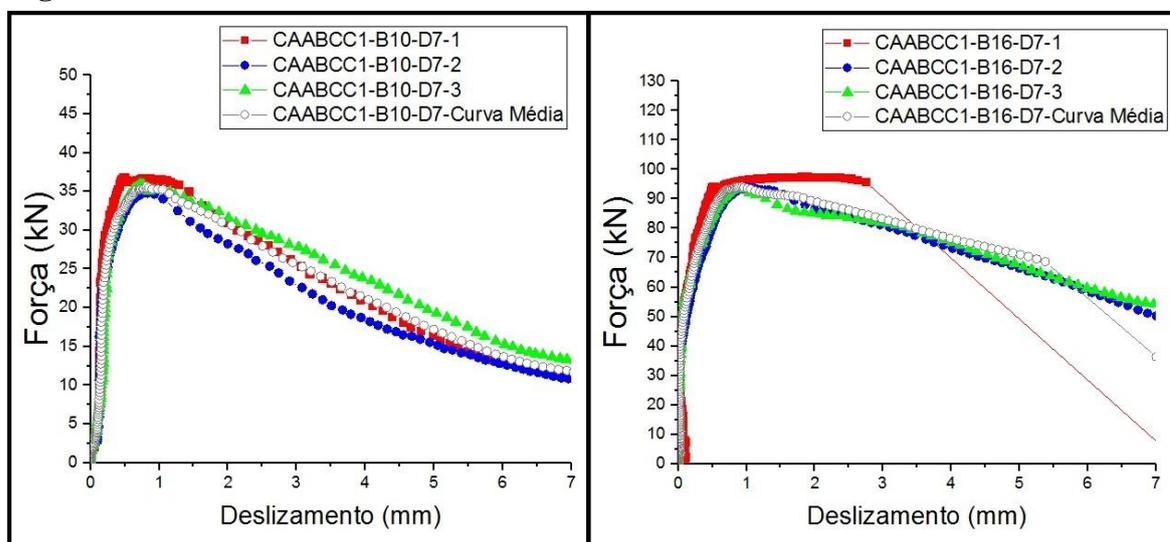
| | $\tau_{0,01}$ (MPa) | $\tau_{0,1}$ (MPa) | $\tau_{1,0}$ (MPa) | τ_m (MPa) | τ_u (MPa) | Modo de ruptura |
|----------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-------------------|--------------------|
| CAAR-B10-D7-1 | 0,56 | 1,37 | 21,54 | 7,82 | 21,94 | Arrancamento |
| CAAR-B10-D7-2 | 0,49 | 1,30 | 21,41 | 7,73 | 21,63 | Arrancamento |
| CAAR-B10-D7-3 | 0,65 | 1,69 | 21,71 | 8,02 | 21,89 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 0,57 | 1,45 | 21,55 | 7,86 | 21,82 | |
| DP (MPa) | 0,08 | 0,21 | 0,15 | 0,15 | 0,17 | |
| CV (%) | 14,15 | 14,30 | 0,70 | 1,89 | 0,76 | |
| CAAR-B10-D28-1 | DESCARTADO | | | | | Arrancamento |
| CAAR-B10-D28-2 | 1,85 | 6,87 | 25,77 | 11,50 | 26,24 | Arrancamento |
| CAAR-B10-D28-3 | 1,50 | 6,97 | 25,04 | 11,17 | 25,70 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,68 | 6,92 | 25,41 | 11,33 | 25,97 | |
| DP (MPa) | 0,25 | 0,35 | 0,52 | 0,23 | 0,38 | |
| CV (%) | 14,78 | 8,73 | 2,03 | 2,04 | 1,47 | |
| CAAR-B16-D7-1 | 0,72 | 1,81 | 22,59 | 8,49 | 22,93 | Arrancamento |
| CAAR-B16-D7-2 | - | - | - | - | 23,82 | Fendilhamento |
| CAAR-B16-D7-3 | 0,60 | 1,91 | 22,21 | 8,24 | 22,66 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 0,66 | 1,86 | 22,40 | 8,37 | 23,21 | |
| DP (MPa) | 0,08 | 0,07 | 0,27 | 0,18 | 0,58 | |
| CV (%) | 12,86 | 3,80 | 1,20 | 2,11 | 2,51 | |
| CAAR-B16-D28-1 | 1,70 | 6,38 | 24,07 | 10,72 | 24,71 | Arrancamento |
| CAAR-B16-D28-2 | 3,68 | 6,48 | 26,01 | 12,06 | 26,89 | Arrancamento |
| CAAR-B16-D28-3 | 2,15 | 6,11 | 26,01 | 11,42 | 27,18 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 0,57 | 6,32 | 25,36 | 11,40 | 26,26 | |
| DP (MPa) | 0,07 | 0,19 | 1,12 | 0,67 | 1,35 | |
| CV (%) | 12,77 | 3,03 | 4,42 | 5,88 | 5,14 | |

Ao analisar a Tabela 6.17, percebe-se que em termos de desvio padrão (DP), a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) estiveram dentro dos limites para classificar-se como excelentes (2,7). Referente ao coeficiente de variação, a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) apresentaram-se excelentes (abaixo de 10%), porém percebe-se que se tratando do $\tau_{0,01}$, que é a tensão para deslizamento de 0,01 mm, há aumento de variação dos resultados. Esse comportamento é de se esperar, Almeida Filho (2006) argumenta que isso ocorre por causa da adesão do concreto à barra de aço, que devido às condições do ambiente e da barra de aço nos moldes no momento da concretagem pode gerar maior ou menor adesão.

6.6.1.2 CAABCC1

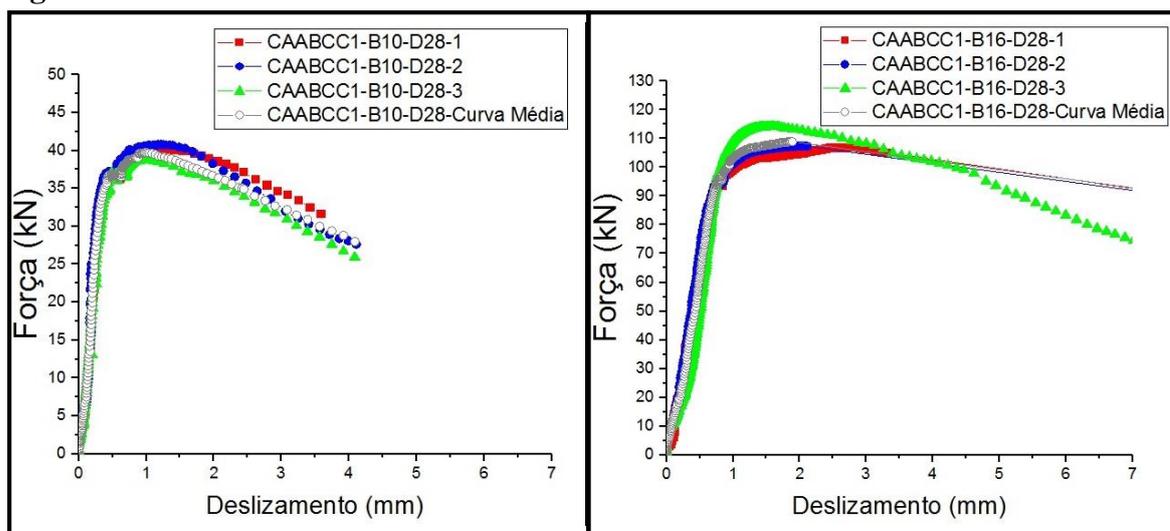
A maioria dos modelos ensaiados à arrancamento para o CAABCC1, rompeu por arrancamento de barra de aço, exceto três modelos que tiveram o tipo de ruptura por fendilhamento. Na Figura 6.22 e 6.23 apresenta-se o comportamento dos modelos de arrancamento do CAABCC1 realizados aos 7 dias e aos 28 dias respectivamente, bem como suas curvas médias. Avaliando-se qualitativamente, os modelos ensaiados à arrancamento dessa série apresentou comportamentos próximos entre si, para cada barra de aço e idade.

Figura 6.21 - Curvas dos modelos de CAABCC1 ensaiados à arrancamento aos 7 dias



Fonte: Autora (2018).

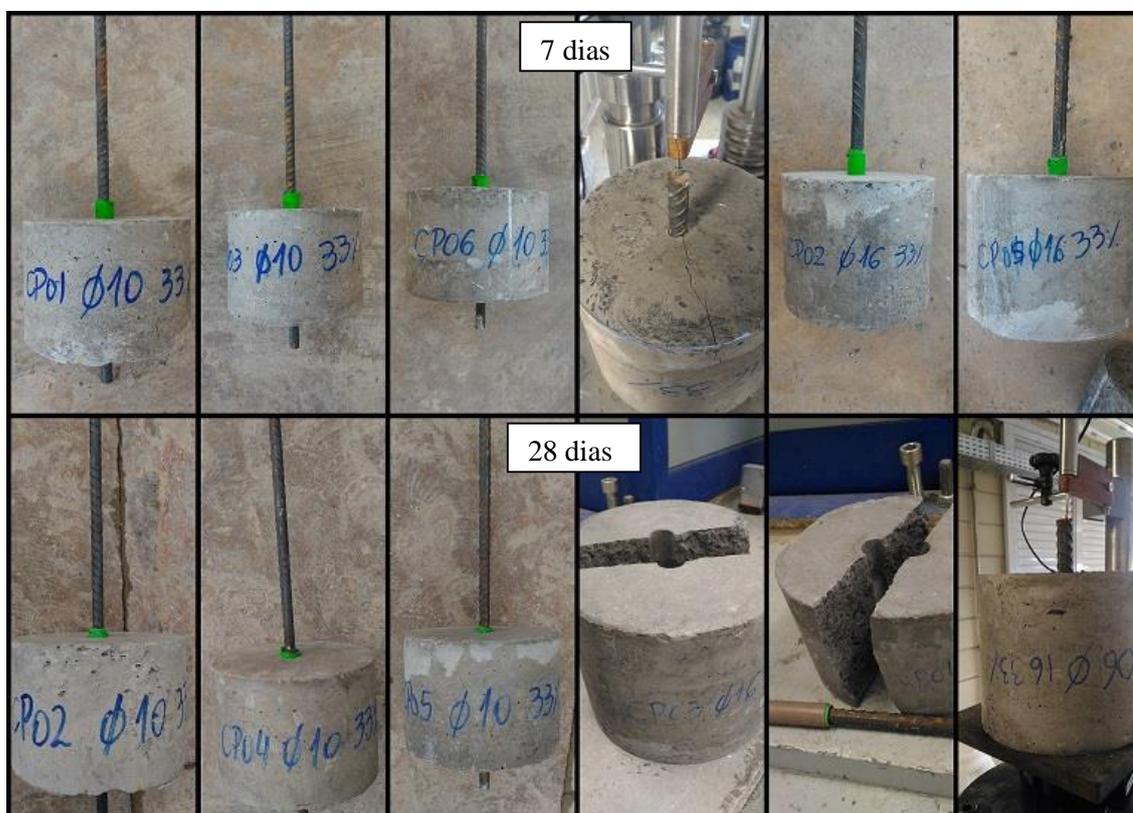
Figura 6.22 - Curvas dos modelos de CAABCC1 ensaiados à arrancamento aos 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Na Figura 6.24 observa-se os corpos de prova dessa série após serem submetidos ao ensaio de arrancamento. A parte do EVA verde exposta nos modelos, indica escorregamento da barra de aço.

Figura 6.23 - Modelos do CAABCC1 após ensaios de arrancamento aos 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.18 apresenta-se os resultados dos ensaios de arrancamento do CAABCC1, especificamente a força última e o deslizamento referente à força última.

Tabela 6.18 - Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento do CAABCC1

| Modelo | CAABCC1-B10-D7 | | CAABCC1-B16-D7 | |
|------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | P _u (kN) | δ _u (mm) | P _u (kN) | δ _u (mm) |
| 1 | 36,86 | 0,48 | 97,56 | 1,23 |
| 2 | 34,78 | 0,83 | 94,05 | 1,08 |
| 3 | 35,93 | 0,72 | 93,31 | 0,88 |
| Média (kN) | 35,86 | 0,76 | 94,97 | 1,06 |
| DP (kN) | 1,04 | 0,06 | 2,27 | 0,18 |
| CV (%) | 2,91 | 7,68 | 2,39 | 16,51 |
| Modelo | CAABCC1-B10-D28 | | CAABCC1-B16-D28 | |
| | P _u (kN) | δ _u (mm) | P _u (kN) | δ _u (mm) |
| 1 | 40,27 | 1,32 | 107,19 | 2,37 |
| 2 | 40,79 | 1,22 | 107,46 | 2,08 |
| 3 | 38,82 | 1,00 | 114,15 | 1,66 |
| Média (kN) | 39,96 | 1,18 | 109,60 | 2,04 |
| DP (kN) | 1,02 | 0,16 | 3,94 | 0,36 |
| CV (%) | 2,55 | 13,87 | 3,60 | 17,53 |

Na Tabela 6.19 indica-se a variação dos resultados obtidos para os ensaios de arrancamento do CAABCC1 de acordo com as Equações 6.1 e 6.2, e o modo de ruptura.

Tabela 6.19 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC1

| | τ _{0,01} (MPa) | τ _{0,1} (MPa) | τ _{1,0} (MPa) | τ _m (MPa) | τ _u (MPa) | Modo de ruptura |
|-------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------|
| CAABCC1-B10-D7-1 | 1,09 | 3,23 | 23,31 | 9,21 | 23,47 | Arrancamento |
| CAABCC1-B10-D7-2 | 0,92 | 2,93 | 21,68 | 8,51 | 22,14 | Arrancamento |
| CAABCC1-B10-D7-3 | 0,96 | 3,54 | 22,36 | 8,95 | 22,87 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 0,99 | 3,23 | 22,45 | 8,89 | 22,83 | |
| DP (MPa) | 0,09 | 0,31 | 0,82 | 0,35 | 0,67 | |
| CV (%) | 8,98 | 9,43 | 3,65 | 3,98 | 2,92 | |
| CAABCC1-B10-D28-1 | 1,48 | 5,56 | 25,42 | 10,82 | 25,63 | Arrancamento |
| CAABCC1-B10-D28-2 | 1,65 | 5,15 | 25,87 | 10,89 | 25,97 | Arrancamento |
| CAABCC1-B10-D28-3 | 1,29 | 4,91 | 24,72 | 10,31 | 24,72 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,47 | 5,21 | 25,34 | 10,67 | 25,44 | |
| DP (MPa) | 0,18 | 0,42 | 0,58 | 0,32 | 0,65 | |
| CV (%) | 12,22 | 9,28 | 2,29 | 2,98 | 2,54 | |
| CAABCC1-B16-D7-1 | 1,28 | 14,01 | 24,01 | 13,10 | 24,26 | Fendilhamento |
| CAABCC1-B16-D7-2 | 2,48 | 10,135 | 23,31 | 11,98 | 23,39 | Arrancamento |
| CAABCC1-B16-D7-3 | 1,35 | 13,87 | 22,93 | 12,72 | 23,20 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,70 | 12,67 | 23,42 | 12,58 | 23,62 | |
| DP (MPa) | 0,67 | 2,20 | 0,55 | 0,57 | 0,57 | |
| CV (%) | 39,54 | 17,35 | 2,34 | 4,54 | 2,39 | |
| CAABCC1-B16-D28-1 | 0,90 | 3,22 | 24,75 | 9,62 | 26,66 | Fendilhamento |
| CAABCC1-B16-D28-2 | 1,13 | 3,55 | 26,00 | 10,23 | 26,72 | Fendilhamento |
| CAABCC1-B16-D28-3 | 1,35 | 2,59 | 27,04 | 10,33 | 28,12 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,13 | 3,12 | 25,93 | 10,06 | 27,17 | |
| DP (MPa) | 0,23 | 0,49 | 1,15 | 0,38 | 0,83 | |
| CV (%) | 19,97 | 15,63 | 4,42 | 3,78 | 3,04 | |

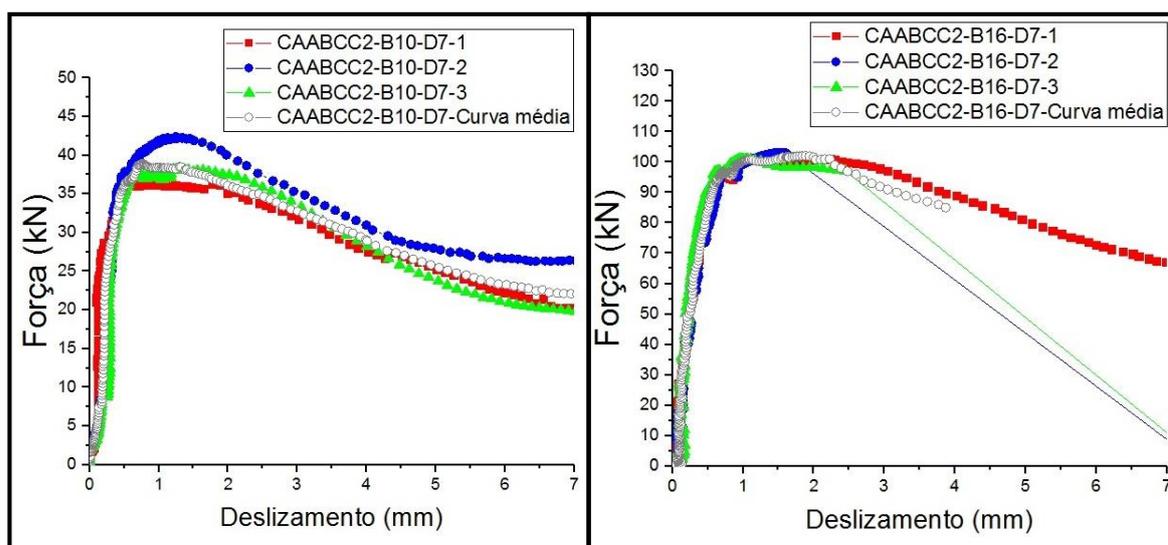
Ao analisar a Tabela 6.19, percebe-se que em termos de desvio padrão (DP), a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) estiveram dentro dos limites para classificar-se como excelentes (2,7). Se tratando do coeficiente de variação, a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) apresentaram-se excelentes (abaixo de 10%), aqui também ocorre maior variação relacionado ao $\tau_{0,01}$, que é a tensão para deslizamento da barra de 0,01 mm, como já mencionado, explica-se esse comportamento por causa da adesão do concreto à barra de aço (ALMEIDA FILHO, 2006). Para a barra de 16 mm, também houve aumento de variação para a tensão referente ao deslizamento de 0,1 mm da barra de aço ($\tau_{0,1}$), pode-se explicar esse fator por conta da alta variação (39,54%) desses modelos para o $\tau_{0,01}$.

6.6.1.3 CAABCC2

A maioria dos modelos ensaiados à arrancamento para o CAABCC2, teve seu modo de ruptura por arrancamento de barra de aço em relação ao concreto, exceto cinco modelos que tiveram o tipo de ruptura por fendilhamento do concreto. Nas Figuras 6.25 e 6.26 apresenta-se o comportamento dos modelos de CAABCC2 ensaiados, realizados aos 7 dias e aos 28 dias respectivamente, além de suas respectivas curvas médias.

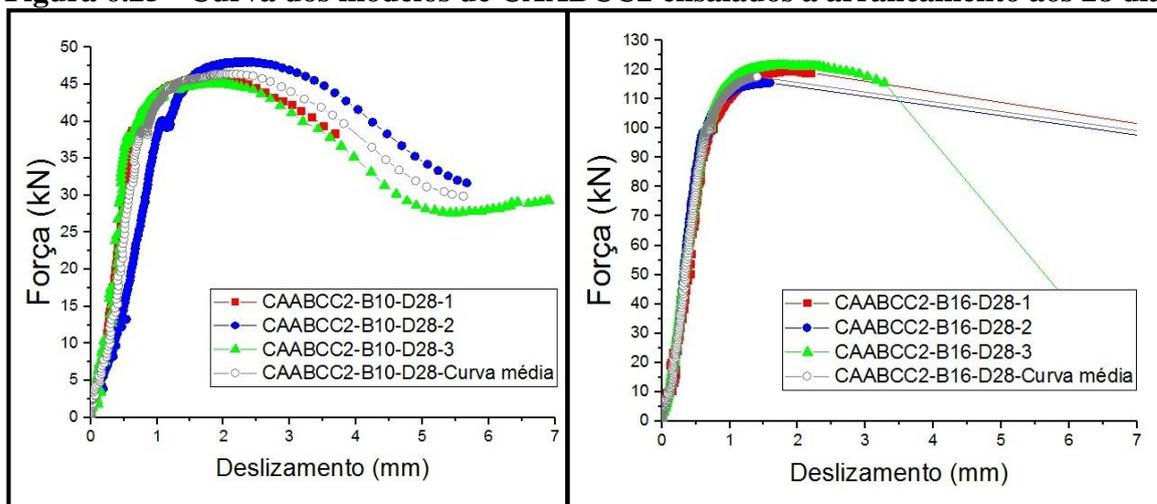
Qualitativamente observa-se que os modelos apresentaram comportamentos semelhantes para a mesma barra e idade de ensaio.

Figura 6.24 - Curva dos modelos de CAABCC2 ensaiados à arrancamento aos 7 dias



Fonte: Autora (2018).

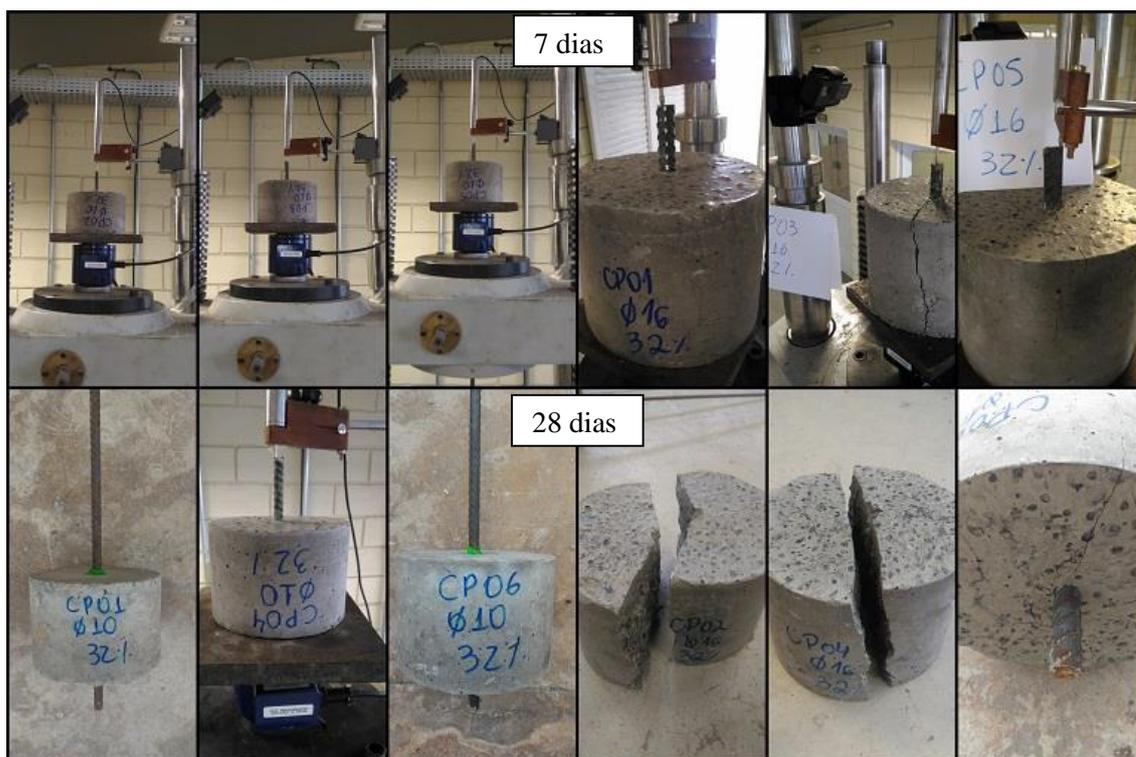
Figura 6.25 - Curva dos modelos de CAABCC2 ensaiados à arrancamento aos 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Cada modelo dessa série, ensaiado à arrancamento pode ser observado na Figura 6.27.

Figura 6.26 - Modelos de CAABCC2 após ensaios de arrancamento aos 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.20 apresenta-se a variação dos resultados nos ensaios de arrancamento do CAABCC2, em termos de força de ruptura e deslizamento referente à força de ruptura.

Tabela 6.20 - Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento do CAABCC2

| Modelo | CAABCC2-B10-D7 | | CAABCC2-B16-D7 | |
|------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | P _u (kN) | δ _u (mm) | P _u (kN) | δ _u (mm) |
| 1 | 36,38 | 1,02 | 101,02 | 1,11 |
| 2 | 42,40 | 1,25 | 103,13 | 1,42 |
| 3 | 38,23 | 1,27 | 100,99 | 1,13 |
| Média (kN) | 39,00 | 1,18 | 101,71 | 1,22 |
| DP (kN) | 3,08 | 0,14 | 1,23 | 0,17 |
| CV (%) | 7,91 | 11,77 | 1,21 | 14,22 |
| Modelo | CAABCC2-B10-D28 | | CAABCC2-B16-D28 | |
| | P _u (kN) | δ _u (mm) | P _u (kN) | δ _u (mm) |
| 1 | 45,59 | 1,70 | 119,75 | 1,88 |
| 2 | 48,04 | 2,31 | 115,53 | 1,59 |
| 3 | 45,09 | 1,91 | 121,43 | 1,76 |
| Média (kN) | 46,24 | 1,97 | 118,90 | 1,74 |
| DP (kN) | 1,58 | 0,31 | 3,04 | 0,15 |
| CV (%) | 3,41 | 15,70 | 2,56 | 8,36 |

Na Tabela 6.21 indica-se a variação dos resultados obtidos para os ensaios de arrancamento do CAABCC2 de acordo com as Equações 6.1 e 6.2, e o modo de ruptura.

Tabela 6.21 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC2

| | τ _{0,01} (MPa) | τ _{0,1} (MPa) | τ _{1,0} (MPa) | τ _m (GPa) | τ _u (MPa) | Modo de ruptura |
|-------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------|
| CAABCC2-B10-D7-1 | 1,09 | 2,86 | 22,97 | 8,97 | 23,16 | Arrancamento |
| CAABCC2-B10-D7-2 | 1,41 | 3,03 | 26,68 | 10,37 | 27,00 | Arrancamento |
| CAABCC2-B10-D7-3 | 1,42 | 2,25 | 23,74 | 9,14 | 24,34 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,31 | 2,71 | 24,46 | 9,49 | 24,83 | |
| DP (MPa) | 0,19 | 0,41 | 1,96 | 0,77 | 1,97 | |
| CV (%) | 14,37 | 15,12 | 8,00 | 8,06 | 7,92 | |
| CAABCC2-B10-D28-1 | 1,67 | 2,77 | 27,73 | 10,72 | 29,02 | Arrancamento |
| CAABCC2-B10-D28-2 | 1,89 | 2,36 | 24,14 | 9,46 | 30,14 | Arrancamento |
| CAABCC2-B10-D28-3 | 1,68 | 2,86 | 27,71 | 10,75 | 28,48 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,75 | 2,66 | 26,53 | 10,31 | 29,21 | |
| DP (MPa) | 0,12 | 0,27 | 2,07 | 0,74 | 0,85 | |
| CV (%) | 7,11 | 10,01 | 7,79 | 7,13 | 2,90 | |
| CAABCC2-B16-D7-1 | 0,45 | 3,51 | 24,94 | 9,63 | 25,12 | Arrancamento |
| CAABCC2-B16-D7-2 | 0,37 | 3,66 | 24,72 | 9,58 | 25,65 | Fendilhamento |
| CAABCC2-B16-D7-3 | 0,49 | 3,17 | 25,11 | 9,59 | 25,11 | Fendilhamento |
| Média (MPa) | 0,44 | 3,45 | 24,92 | 9,60 | 25,29 | |
| DP (MPa) | 0,06 | 0,25 | 0,20 | 0,03 | 0,31 | |
| CV (%) | 13,99 | 7,28 | 0,78 | 0,28 | 1,22 | |
| CAABCC2-B16-D28-1 | 0,93 | 2,42 | 27,65 | 10,33 | 29,57 | Fendilhamento |
| CAABCC2-B16-D28-2 | 0,75 | 2,17 | 27,75 | 10,22 | 28,73 | Fendilhamento |
| CAABCC2-B16-D28-3 | 0,71 | 2,44 | 28,76 | 10,64 | 29,706 | Fendilhamento |
| Média (MPa) | 0,80 | 2,34 | 28,05 | 10,40 | 29,34 | |
| DP (MPa) | 0,12 | 0,15 | 0,61 | 0,21 | 0,53 | |
| CV (%) | 14,71 | 6,42 | 2,19 | 2,06 | 1,80 | |

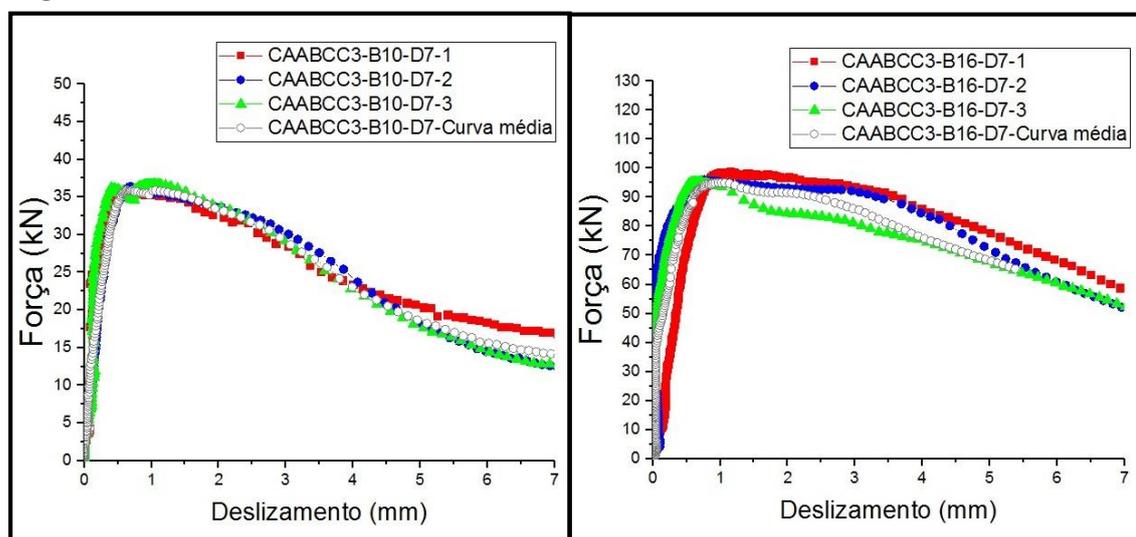
Ao analisar a Tabela 6.21, percebe-se que em termos de desvio padrão (DP), a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) estiveram dentro dos limites para classificar-se como excelentes (2,7). Se tratando do coeficiente de variação, a maioria dos resultados das tensões de aderência (τ_u) apresentaram-se excelentes (abaixo de 10%). Como observado nos resultados do CAAR e CAABCC1, ocorre maior variação relacionado ao $\tau_{0,01}$, que é a tensão para deslizamento da barra de 0,01 mm.

6.6.1.4 CAABCC3

Todos os modelos ensaiados do CAABCC3 apresentaram modo de ruptura por arrancamento da barra de aço. Nas Figuras 6.28 e 6.29 apresenta-se o comportamento dos ensaios de arrancamento dos corpos de prova do CAABCC3 realizados aos 7 dias e aos 28 dias, respectivamente. É possível observar também as curvas médias para cada diâmetro de barra e idade.

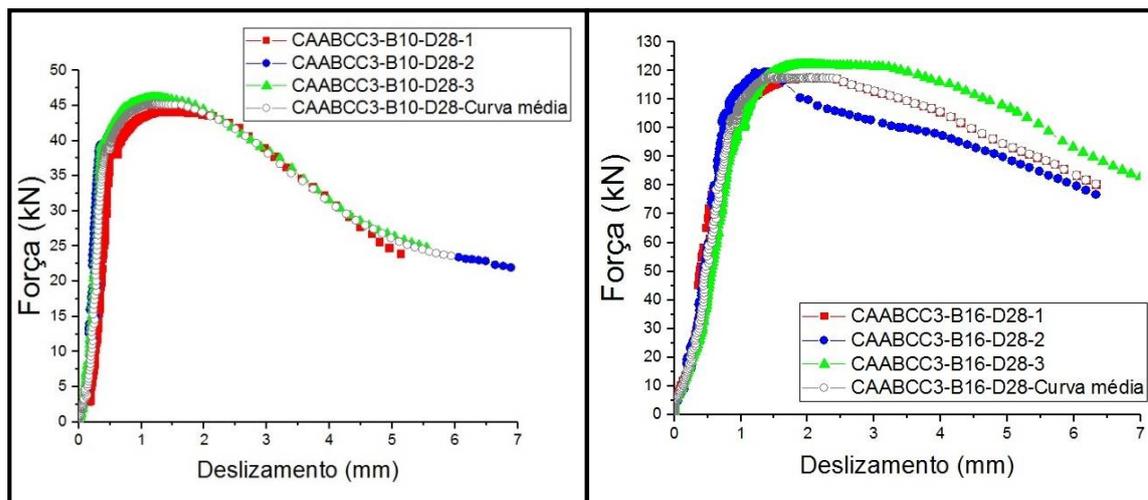
Nota-se novamente que qualitativamente houve proximidade no comportamento dos corpos de prova de cada grupo de ensaios.

Figura 6.27 - Curva dos modelos de CAABCC3 ensaiados à arrancamento aos 7 dias



Fonte: Autora (2018).

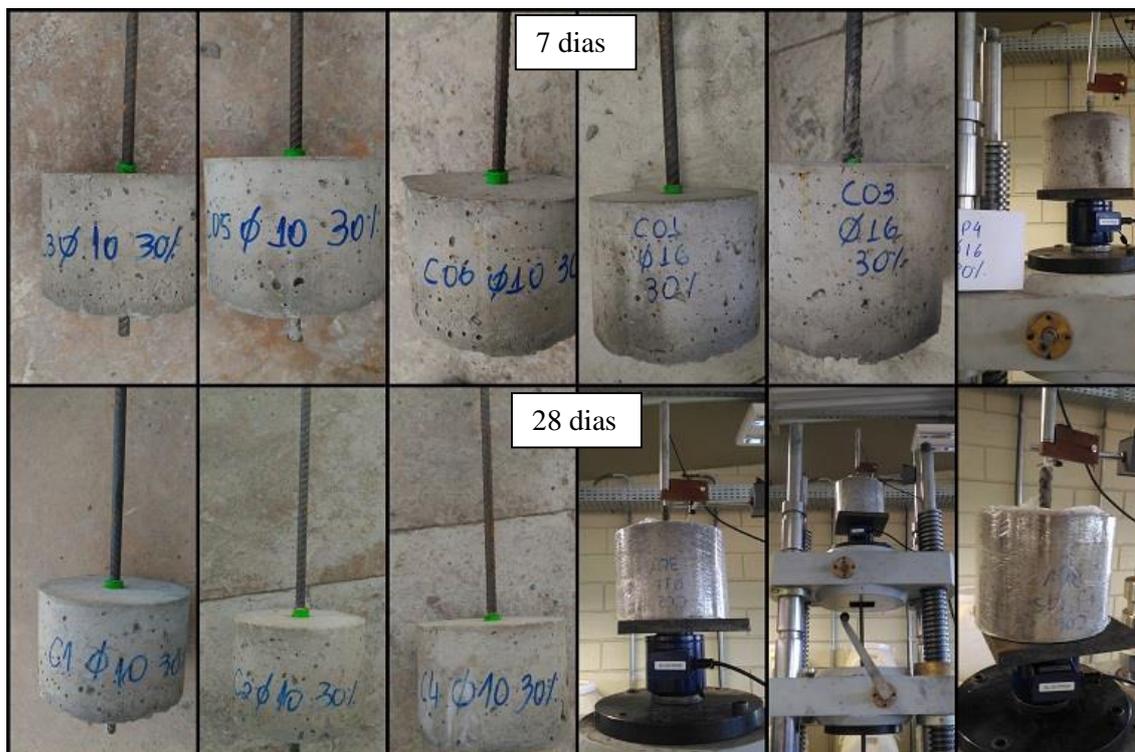
Figura 6.28 - Curva dos modelos de CAABCC3 ensaiados à arrancamento aos 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Na Figura 6.30 estão relacionados os corpos de prova dessa série após submetidos ao ensaio de arrancamento, tanto para a idade de 7 dias, como para 28 dias.

Figura 6.29 - Modelos de arrancamento do CAABCC3 nos ensaios de 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.22 apresenta-se os resultados dos modelos dessa série, indica-se a força de ruptura e do deslizamento referente à força de ruptura dos ensaios de arrancamento do CAABCC3.

Tabela 6.22- Variação da força de ruptura nos ensaios de arrancamento do CAABCC3

| Modelo | CAABCC3-B10-D7 | | CAABCC3-B16-D7 | |
|------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | P _u (kN) | δ _u (mm) | P _u (kN) | δ _u (mm) |
| 1 | 35,91 | 0,6 | 99,08 | 1,01 |
| 2 | 36,38 | 0,69 | 96,00 | 0,76 |
| 3 | 36,78 | 0,79 | 95,48 | 0,72 |
| Média (kN) | 36,36 | 0,69 | 96,85 | 0,83 |
| DP (kN) | 0,44 | 0,10 | 1,95 | 0,16 |
| CV (%) | 1,20 | 13,71 | 2,01 | 18,94 |
| Modelo | CAABCC3-B10-D28 | | CAABCC3-B16-D28 | |
| | P _u (kN) | δ _u (mm) | P _u (kN) | δ _u (mm) |
| 1 | 44,15 | 1,28 | 117,62 | 2,07 |
| 2 | 45,70 | 1,36 | 119,64 | 1,43 |
| 3 | 46,18 | 1,25 | 122,29 | 2,1 |
| Média (kN) | 45,34 | 1,30 | 119,85 | 1,87 |
| DP (kN) | 1,06 | 0,06 | 2,34 | 0,38 |
| CV (%) | 2,34 | 4,39 | 1,95 | 20,32 |

Na Tabela 6.23 indica-se a os resultados obtidos para os ensaios de arrancamento do CAABCC1 de acordo com as Equações 6.1 e 6.2.

Tabela 6.23 - Resultados obtidos nos ensaios de arrancamento do CAABCC3

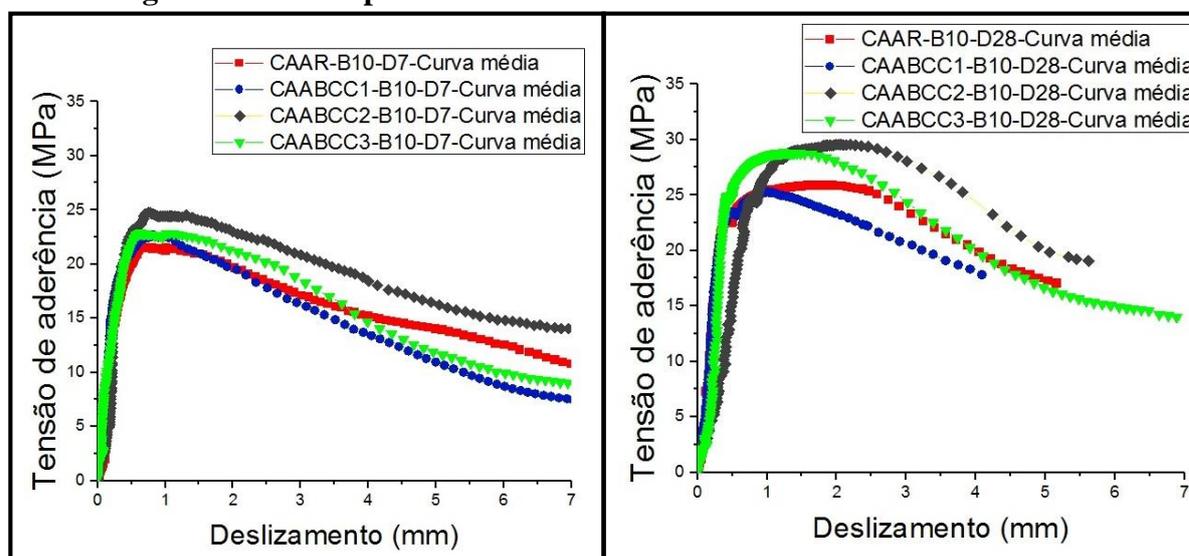
| | τ _{0,01} (MPa) | τ _{0,1} (MPa) | τ _{1,0} (MPa) | τ _m (MPa) | τ _u (MPa) | Modo de ruptura |
|-------------------|----------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------------|
| CAABCC3-B10-D7-1 | 1,39 | 5,99 | 22,57 | 9,98 | 22,86 | Arrancamento |
| CAABCC3-B10-D7-2 | 1,82 | 5,04 | 22,59 | 9,82 | 23,16 | Arrancamento |
| CAABCC3-B10-D7-3 | 1,83 | 5,31 | 23,37 | 10,17 | 23,41 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,68 | 5,45 | 22,84 | 9,99 | 23,14 | |
| DP (MPa) | 0,25 | 0,49 | 0,46 | 0,18 | 0,28 | |
| CV (%) | 14,95 | 8,99 | 2,00 | 1,77 | 1,19 | |
| CAABCC3-B10-D28-1 | 0,71 | 2,60 | 27,81 | 10,37 | 28,11 | Arrancamento |
| CAABCC3-B10-D28-2 | 0,76 | 2,33 | 28,91 | 10,67 | 29,09 | Arrancamento |
| CAABCC3-B10-D28-3 | 0,82 | 2,67 | 29,13 | 10,87 | 29,40 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 0,76 | 2,53 | 28,62 | 10,64 | 28,87 | |
| DP (MPa) | 0,06 | 0,18 | 0,71 | 0,25 | 0,67 | |
| CV (%) | 7,22 | 7,09 | 2,47 | 2,36 | 2,33 | |
| CAABCC3-B16-D7-1 | 1,03 | 2,40 | 24,49 | 9,31 | 24,64 | Arrancamento |
| CAABCC3-B16-D7-2 | 0,51 | 2,11 | 23,61 | 8,74 | 23,87 | Arrancamento |
| CAABCC3-B16-D7-3 | 10,08 | 14,37 | 23,25 | 10,67 | 23,74 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 3,87 | 6,29 | 23,78 | 9,57 | 24,08 | |
| DP (MPa) | 5,38 | 6,99 | 0,64 | 0,99 | 0,49 | |
| CV (%) | 138,94 | 111,17 | 2,68 | 10,33 | 2,02 | |
| CAABCC3-B16-D28-1 | 1,25 | 2,52 | 26,58 | 10,12 | 29,25 | Arrancamento |
| CAABCC3-B16-D28-2 | 1,00 | 2,06 | 27,90 | 10,32 | 29,75 | Arrancamento |
| CAABCC3-B16-D28-3 | 1,29 | 2,10 | 25,44 | 9,61 | 30,41 | Arrancamento |
| Média (MPa) | 1,18 | 2,23 | 26,64 | 10,02 | 29,80 | |
| DP (MPa) | 0,16 | 0,25 | 1,23 | 0,37 | 0,58 | |
| CV (%) | 13,32 | 11,44 | 4,62 | 3,65 | 1,95 | |

Analisando-se a Tabela 6.23, percebe-se que em termos de desvio padrão (DP), para a maioria das tensões de aderência (τ_u) os resultados estiveram dentro dos limites para classificar-se como excelentes (2,7). Se tratando do coeficiente de variação, a maioria dos resultados das tensões de aderência apresentaram-se excelentes (abaixo de 10%). Como observado nos resultados anteriores referentes ao CAAR, CAABCC1 e CAABCC2, ocorre maior variação relacionado ao $\tau_{0,01}$, que é a tensão para deslizamento da barra de 0,01 mm. Destaca-se que o terceiro modelo ensaiado referente à barra de 16 mm na idade de 7 dias apresentou valores para $\tau_{0,01}$ e $\tau_{0,1}$ muito diferentes dos demais, o que indica possível falha da leitura do deslizamento. Assim, esses resultados não serão levando em consideração nas análises.

6.6.2 Comparações entre dosagens

Na Figura 6.31 observa-se o comportamento dos concretos CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 para a barra de 10 mm nas idades de 7 dias e 28 dias. Salienta-se que a curva média baseia-se na curva dos três modelos ensaiados para cada tipo de concreto e idade.

Figura 6.30 - Comportamento da tensão de aderência da barra de 10 mm



Fonte: Autora (2018).

De acordo com a Figura 6.31, pode-se verificar que os corpos de prova dos concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram rigidezes praticamente iguais, ou superiores ao CAAR. Comparando-se o quadro da esquerda em que os resultados são para os 7 dias de idade, com o da direita que apresenta os resultados para os 28 dias, pode-se perceber qualitativamente o ganho de tensão de aderência com a idade.

Na Tabela 6.24 verifica-se os resultados dos ensaios de arrancamento dos corpos de prova com barra de aço de 10 mm para as idades de 7 e 28 dias, bem como a comparação entre eles.

Tabela 6.24 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os concretos, da barra de 10 mm, nas idades de 7 e 28 dias

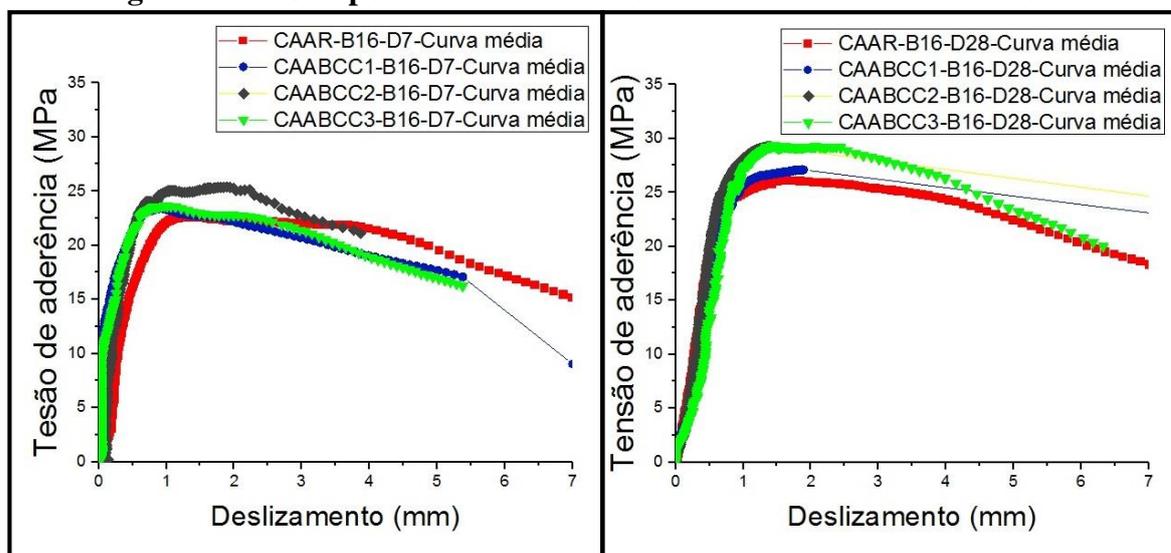
| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo* | τ_u (MPa) | τ_u Relativo* |
|---------|--------------|---------------|-----------------|----------------------|----------------|--------------------|
| CAAR | 7 | 10 | 0,70 | 1,00 | 21,82 | 1,00 |
| CAABCC1 | 7 | 10 | 0,76 | 1,09 | 22,83 | 1,05 |
| CAABCC2 | 7 | 10 | 1,18 | 1,69 | 24,83 | 1,14 |
| CAABCC3 | 7 | 10 | 0,69 | 0,99 | 23,14 | 1,06 |
| CAAR | 28 | 10 | 1,73 | 1,00 | 25,97 | 1,00 |
| CAABCC1 | 28 | 10 | 1,18 | 0,68 | 25,44 | 0,98 |
| CAABCC2 | 28 | 10 | 1,97 | 1,14 | 29,21 | 1,12 |
| CAABCC3 | 28 | 10 | 1,30 | 0,75 | 28,87 | 1,11 |

*Relação entre o valor correspondente ao CAABCC e o valor do CAAR.

Na idade de 7 dias, para a barra de 10 mm, os concretos CAABCC1 e CAABCC3 apresentam resultados em média 5,5% superiores ao CAAR, o CAABCC2 tem tensão última 14% superior ao CAAR. Aos 28 dias o CAABCC1 apresenta redução de tensão última de aderência em 2% comparado ao CAAR, os concretos CAABCC2 e CAABCC3 são em média 11,5% superiores ao CAAR.

Na Figura 6.32 observa-se o comportamento de cada dosagem de concreto para a barra de 16 mm nas idades de 7 dias e 28 dias. Salienta-se que a curva média baseia-se na curva dos três modelos ensaiados para cada tipo de concreto e idade.

Figura 6.31 - Comportamento da tensão de aderência da barra de 16 mm



Fonte: Autora (2018).

De acordo com a Figura 6.32, pode-se verificar que os corpos de prova dos concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram rigidezes superiores ao CAAR, ou bem próximos. Assim como para a barra de 10 mm, comparando-se o quadro da esquerda com o da direita, percebe-se qualitativamente o ganho de tensão de aderência com a idade.

Na Tabela 6.25 verifica-se os resultados dos ensaios de arrancamento dos corpos de prova com barra de aço de 16 mm para as idades de 7 e 28 dias, bem como a comparação entre eles.

Tabela 6.25 - Comparação dos valores de deslizamento último e tensão última de aderência entre os concretos e idades da barra de 16 mm

| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo* | τ_u (MPa) | τ_u Relativo* |
|---------|--------------|---------------|-----------------|----------------------|----------------|--------------------|
| CAAR | 7 | 16 | 1,24 | 1,00 | 22,80 | 1,00 |
| CAABCC1 | 7 | 16 | 1,06 | 0,85 | 23,62 | 1,04 |
| CAABCC2 | 7 | 16 | 1,22 | 0,98 | 25,29 | 1,11 |
| CAABCC3 | 7 | 16 | 0,83 | 0,67 | 24,08 | 1,06 |
| CAAR | 28 | 16 | 1,70 | 1,00 | 26,26 | 1,00 |
| CAABCC1 | 28 | 16 | 2,04 | 1,20 | 27,17 | 1,03 |
| CAABCC2 | 28 | 16 | 1,74 | 1,02 | 29,34 | 1,12 |
| CAABCC3 | 28 | 16 | 1,87 | 1,10 | 29,80 | 1,13 |

*Relação entre o valor correspondente ao CAABCC e o valor do CAAR.

Comportamentos semelhantes àqueles apresentados pela barra de 10 mm são observados para os ensaios com barra de 16 mm. Na idade de 7 dias, os concretos CAABCC1 e CAABCC3 apresentam resultados em média 5% superiores ao CAAR, o CAABCC2 tem tensão última 11% superior ao CAAR. Aos 28 dias o CAABCC1 apresenta tensão última de aderência 3% superior comparado ao CAAR, os concretos CAABCC2 e CAABCC3 são em média 12,5% superiores ao CAAR.

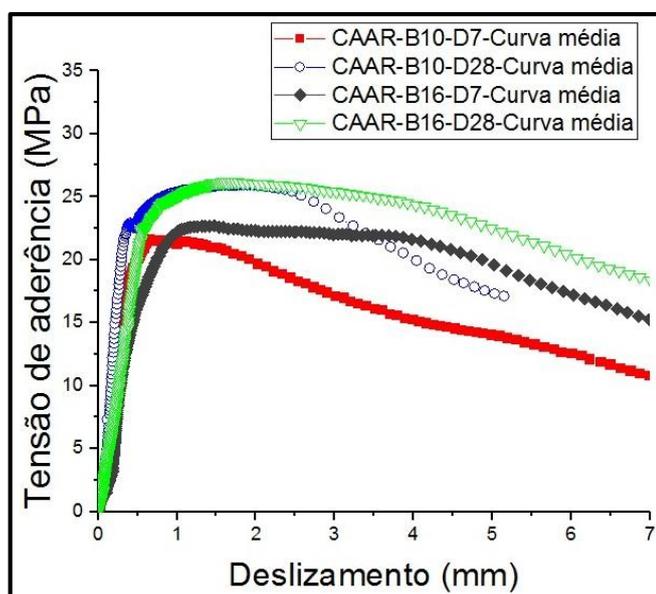
6.6.3 Diâmetro da barra de aço e idade do concreto

Nesse tópico analisou-se a influência do diâmetro da barra de aço no deslizamento último e na tensão última de aderência, bem como a influência da idade do concreto.

6.6.3.1 CAAR

Para o CAAR, a tensão última de aderência apresentou-se praticamente a mesma para ambas as barras, concernente ao deslizamento último não é possível estabelecer um padrão. (Figura 6.33 e Tabela 6.26).

Figura 6.32 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAAR entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018)

Tabela 6.26 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAAR

| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|----------------|-------------------|
| CAAR | 7 | 10 | 0,70 | 1,00 | 21,82 | 1,00 |
| CAAR | 7 | 16 | 1,24 | 1,77 | 22,80 | 1,05 |
| CAAR | 28 | 10 | 1,73 | 1,00 | 25,97 | 1,00 |
| CAAR | 28 | 16 | 1,73 | 1,00 | 26,26 | 1,01 |

A tensão última de aderência para os corpos de prova com barra de 16 mm foi 5% superior à tensão última apresentada pelos corpos de prova com barra de 10 mm aos 7 dias, e 1% aos 28 dias. Para o caso do deslizamento, a barra de aço de 16 mm apresentou deslizamento 77% superior à barra de 10 mm aos 7 dias, enquanto aos 28 dias os dois diâmetros de barra apresentaram a mesma média.

Na Tabela 6.27 observa-se a comparação dos resultados em relação à idade do concreto no dia do ensaio de arrancamento.

Tabela 6.27 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAAR em relação à idade do concreto no dia do ensaio

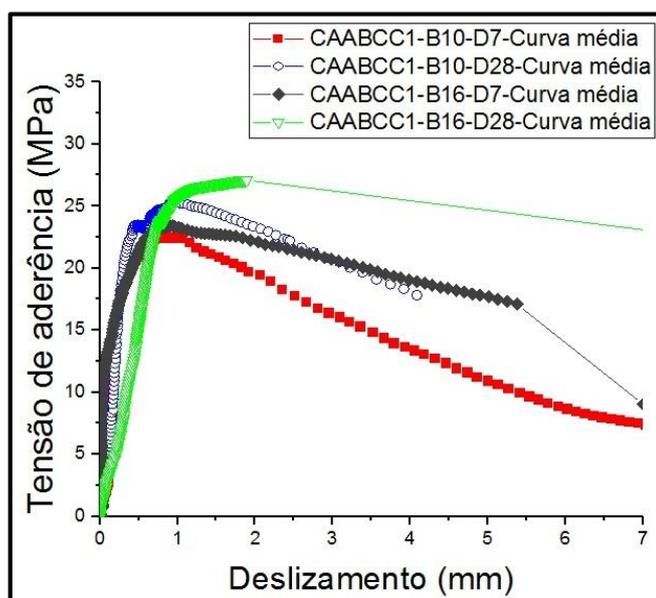
| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|----------------|-------------------|
| CAAR | 7 | 10 | 0,70 | 1,00 | 21,82 | 1,00 |
| CAAR | 28 | 10 | 1,73 | 2,47 | 25,97 | 1,19 |
| CAAR | 7 | 16 | 1,24 | 1,00 | 22,80 | 1,00 |
| CAAR | 28 | 16 | 1,73 | 1,40 | 26,26 | 1,15 |

Em relação à influência da idade do concreto no ensaio de arrancamento, concernente ao CAAR, para a barra de 10 mm, houve aumento na tensão última de aderência de 19% comparando os resultados de 7 e 28 dias, para a barra de 16 mm houve aumento de 15% (Tabela 6.27).

6.6.3.2 CAABCC1

A tensão última de aderência do CAABCC1 foi muito próxima entre as barras de aço, já o deslizamento último apresentou aumento de acordo com o aumento do diâmetro da barra. (Figura 6.34 e Tabela 6.28).

Figura 6.33 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAABCC1 entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Tabela 6.28 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAABCC1

| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|----------------|-------------------|
| CAABCC1 | 7 | 10 | 0,76 | 1,00 | 22,83 | 1,00 |
| CAABCC1 | 7 | 16 | 1,06 | 1,39 | 23,62 | 1,03 |
| CAABCC1 | 28 | 10 | 1,18 | 1,00 | 25,84 | 1,00 |
| CAABCC1 | 28 | 16 | 2,04 | 1,73 | 27,17 | 1,05 |

O CAABCC1, aos 7 dias, apresentou para a barra de aço de 16 mm aumento de 3% na tensão de aderência última em relação à barra de 10 mm, e aos 28 dias a barra de 16 mm

apresentou aumento de 5% em relação à barra de 10 mm. Se tratando do deslizamento último, ambos as idades apresentaram aumento de 84% da barra de 16 mm em relação da barra de 10 mm.

Referente à influência da idade do concreto no ensaio de arrancamento, para a barra de 10 mm, o CAABCC1, apresentou aumento na tensão última de aderência de 13%, com o aumento da idade. Para a barra de 16 mm houve aumento de 15% (Tabela 6.29).

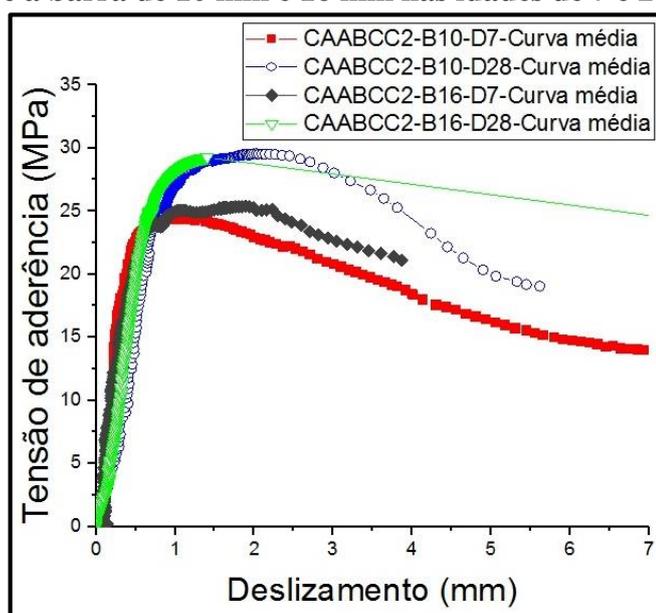
Tabela 6.29 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAABCC1 em relação à idade do concreto no dia do ensaio

| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|----------------|-------------------|
| CAABCC1 | 7 | 10 | 0,76 | 1,00 | 22,83 | 1,00 |
| CAABCC1 | 28 | 10 | 1,18 | 1,55 | 25,84 | 1,13 |
| CAABCC1 | 7 | 16 | 1,06 | 1,00 | 23,62 | 1,00 |
| CAABCC1 | 28 | 16 | 2,04 | 1,92 | 27,17 | 1,15 |

6.6.3.3 CAABCC2

A tensão última de aderência do CAABCC2 foi muito próxima entre as barras de aço, já o deslizamento último apresentou certa diferença entre elas. Porém, não foi possível obter padrão nos resultados (Figura 6.35 e Tabela 6.30).

Figura 6.34 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAABCC2 entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Tabela 6.30 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAABCC2

| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|----------------|-------------------|
| CAABCC2 | 7 | 10 | 1,18 | 1,00 | 24,83 | 1,00 |
| CAABCC2 | 7 | 16 | 1,22 | 1,03 | 25,29 | 1,02 |
| CAABCC2 | 28 | 10 | 1,97 | 1,00 | 29,21 | 1,00 |
| CAABCC2 | 28 | 16 | 1,74 | 0,88 | 29,34 | 1,00 |

Para os corpos de prova com CAABCC2 na idade de 7 dias, houve aumento na tensão de aderência de 2% da barra de 16 mm em relação à de 10 mm. Para a idade de 28 dias, as duas barras apresentaram diferença de menos de 0,01%. Referente ao deslizamento da barra de aço, aos 7 dias, a barra de 16 mm foi 3% maior, aos 28 dias, a barra de 16 mm deslizou 12% menos.

Na Tabela 6.31 compara-se os resultados em relação à idade do concreto.

Tabela 6.31 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAABCC2 em relação à idade do concreto no dia do ensaio

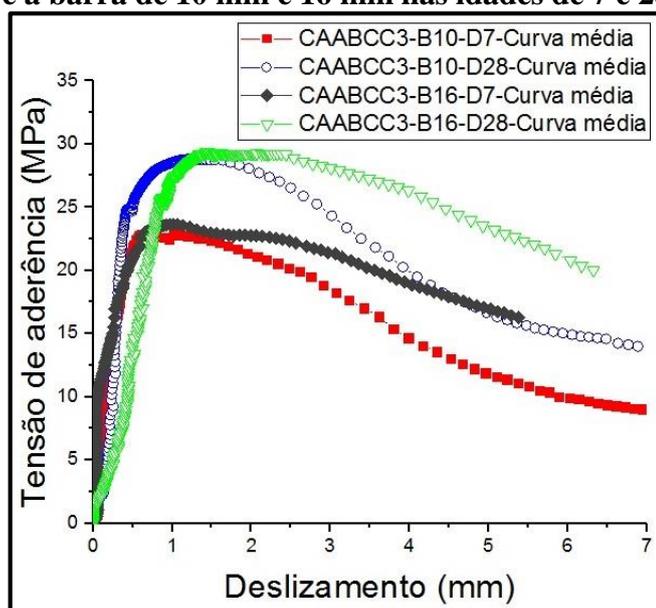
| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|----------------|-------------------|
| CAABCC2 | 7 | 10 | 1,18 | 1,00 | 24,83 | 1,00 |
| CAABCC2 | 28 | 10 | 1,97 | 1,67 | 29,21 | 1,18 |
| CAABCC2 | 7 | 16 | 1,22 | 1,00 | 25,29 | 1,00 |
| CAABCC2 | 28 | 16 | 1,74 | 1,43 | 29,34 | 1,16 |

O CAABCC2 em relação à barra de 10 mm, apresentou aumento de 18% na tensão última de aderência comparado aos resultados obtidos aos 28 dias com os resultados para os 7 dias. Para a barra de 16 mm houve aumento na tensão última de aderência de 16% de acordo com o aumento da idade do concreto no dia do ensaio de arrancamento.

6.6.3.4 CAABCC3

Concernente ao CAABCC3, a tensão última de aderência apresentou-se praticamente a mesma para ambas as barras, já o deslizamento último aumentou de acordo com o aumento do diâmetro da barra de aço (Figura 6.36 e Tabela 6.32).

Figura 6.35 - Comparação do comportamento do ensaio de aderência do CAABCC3 entre a barra de 10 mm e 16 mm nas idades de 7 e 28 dias



Fonte: Autora (2018).

Tabela 6.32 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência entre os corpos de prova com barra de 10 mm e 16 mm do CAABCC3

| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | δ_u Relativo | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|----------------|-------------------|
| CAABCC3 | 7 | 10 | 0,69 | 1,00 | 23,14 | 1,00 |
| CAABCC3 | 7 | 16 | 0,83 | 1,20 | 24,08 | 1,04 |
| CAABCC3 | 28 | 10 | 1,30 | 1,00 | 28,87 | 1,00 |
| CAABCC3 | 28 | 16 | 1,87 | 1,44 | 29,80 | 1,03 |

A tensão última de aderência para os corpos de prova com barra de 16 mm foi 4% superior à tensão última apresentada pelos corpos de prova com barra de 10 mm aos 7 dias, e 3% aos 28 dias. Para o caso do deslizamento, a barra de aço de 16 mm apresentou deslizamento 20% superior à barra de 10 mm aos 7 dias, e 44% superior aos 28 dias.

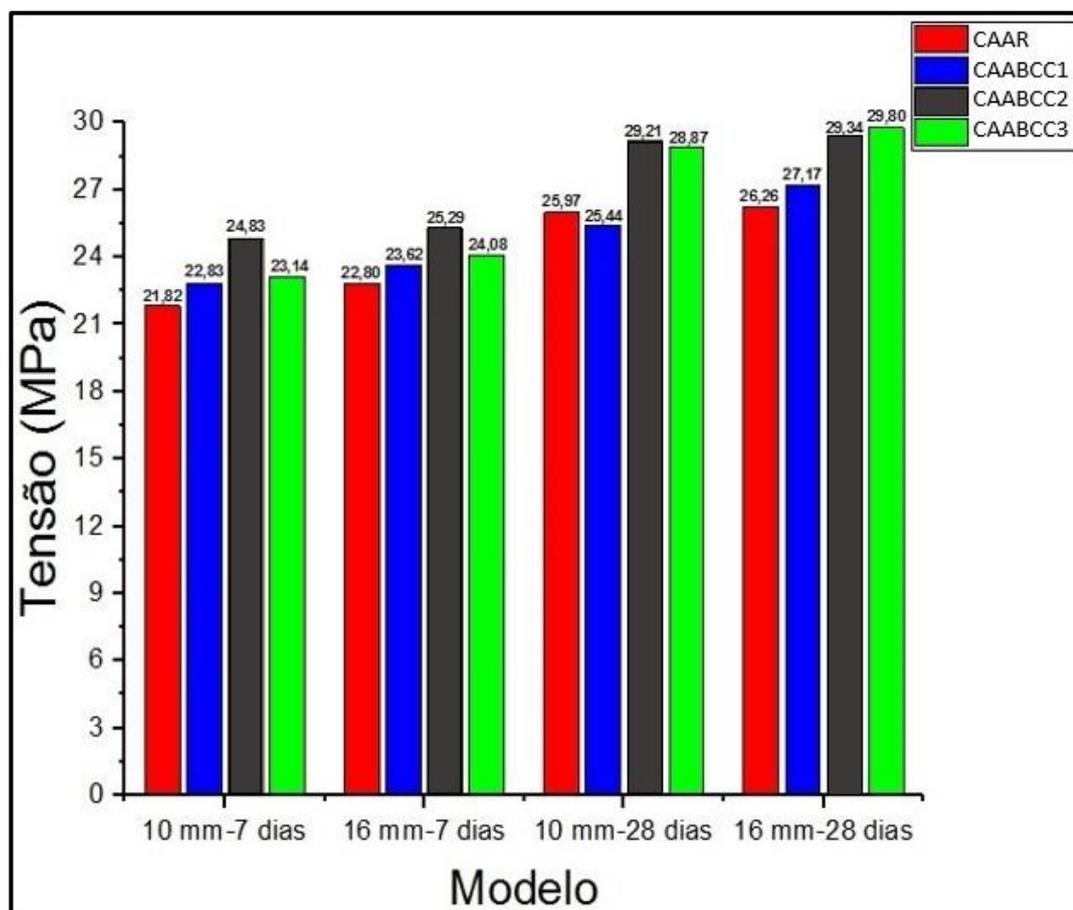
Em relação à influência da idade do concreto no ensaio de arrancamento do CAABCC3, para a barra de 10 mm houve aumento na tensão última de aderência de 25%, comparando o ensaio realizado aos 7 dias em relação ao ensaio de 28 dias, e para a barra de 16 mm houve aumento de 24% (Tabela 6.33).

Tabela 6.33 - Comparação entre deslizamento último e tensão última de aderência dos modelos de CAABCC3 em relação à idade do concreto no dia do ensaio

| Dosagem | Idade (dias) | Diâmetro (mm) | δ_u (mm) | S_u Relativo | $\tau_{m\acute{a}x}$ (MPa) | $\tau_{m\acute{a}x}$ Relativo |
|---------|--------------|---------------|-----------------|----------------|----------------------------|-------------------------------|
| CAABCC3 | 7 | 10 | 0,69 | 1,00 | 23,14 | 1,00 |
| CAABCC3 | 28 | 10 | 1,30 | 1,88 | 28,87 | 1,25 |
| CAABCC3 | 7 | 16 | 0,83 | 1,00 | 24,08 | 1,00 |
| CAABCC3 | 28 | 16 | 1,87 | 2,25 | 29,80 | 1,24 |

Na Figura 6.37 nota-se o ganho de resistência de aderência com a idade do concreto, e o ligeiro aumento da resistência em relação ao diâmetro da barra.

Figura 6.36 - Comparação dos resultados em relação ao diâmetro da barra e à idade do concreto no dia do ensaio



Fonte: Autora (2018).

6.7 Comparação entre os resultados experimentais e as prescrições normativas para o cálculo da resistência de aderência

Comparou-se os resultados experimentais com duas prescrições normativas, sendo elas NBR 6118 (ABNT, 2014) e CEB-FIB (2010). As tensões obtidas experimentalmente, consideradas para a comparação foram: tensão média (τ_m); e a tensão última (τ_u). Ao comparar com valores calculados pelas equações das normas, considerou-se com o coeficiente de segurança γ_c , e também valores sem o coeficiente de segurança. A classe média de resistência apresentada pelos concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 foi de 70 MPa, valor utilizado para calcular a tensão de aderência pelas equações das normas. O valor calculado segundo as respectivas normas foram:

Tabela 6.34 – Valores de resistência de aderência de cálculo

| | NBR 6118 (2014)* | NBR 6118 (2014)** | CEB-FIB (2010)* | CEB-FIB (2010)** |
|-----------------|-----------------------------|------------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| Concreto 70 MPa | 5,16 | 7,22 | 2,41 | 3,37 |

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

Nas Tabelas 6.35 e 6.36 encontram-se os valores de tensão média de aderência e tensão última de aderência obtidos nos ensaios dessa pesquisa, comparados com a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e CEB-FIB (2010). A relação foi realizada pela divisão do valor obtido experimentalmente com o valor calculado por meio das equações dessas normas.

Tabela 6.35 - Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelas equações da NBR 6118:2014 (ABNT, 2014)

| Modelo | 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-B10-D28 | 10,26 | 1,99 | 1,42 | 25,97 | 5,03 | 3,60 |
| CAABCC1-B10-D28 | 10,38 | 2,01 | 1,44 | 25,44 | 4,93 | 3,52 |
| CAABCC2-B10-D28 | 10,29 | 1,99 | 1,43 | 29,21 | 5,66 | 4,05 |
| CAABCC3-B10-D28 | 10,75 | 2,08 | 1,49 | 28,87 | 5,59 | 4,00 |
| CAAR-B16-D28 | 9,77 | 1,89 | 1,35 | 26,26 | 5,09 | 3,64 |
| CAABCC1-B16-D28 | 10,68 | 2,07 | 1,48 | 27,17 | 5,27 | 3,76 |
| CAABCC2-B16-D28 | 10,41 | 2,02 | 1,44 | 29,34 | 5,69 | 4,06 |
| CAABCC3-B16-D28 | 10,02 | 1,94 | 1,39 | 29,80 | 5,78 | 4,13 |

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

Tabela 6.36 - Comparação entre os resultados experimentais e os obtidos pelas equações da CEB-FIB (2010)

| Modelo | τ_m (MPa) Exp. | τ_m Exp./ CEB-FIB (2010)* | τ_m Exp./ CEB-FIB (2010)** | τ_u (MPa) Exp. | τ_u Exp./ CEB-FIB (2010)* | τ_u Exp./ CEB-FIB (2010)** |
|-----------------|---|--|---|---|--|---|
| CAAR-B10-D28 | 10,26 | 4,26 | 3,04 | 25,97 | 10,78 | 7,71 |
| CAABCC1-B10-D28 | 10,38 | 4,31 | 3,08 | 25,44 | 10,56 | 7,55 |
| CAABCC2-B10-D28 | 10,29 | 4,27 | 3,05 | 29,21 | 12,12 | 8,67 |
| CAABCC3-B10-D28 | 10,75 | 4,46 | 3,19 | 28,87 | 11,98 | 8,57 |
| CAAR-B16-D28 | 9,77 | 4,05 | 2,90 | 26,26 | 10,90 | 7,79 |
| CAABCC1-B16-D28 | 10,68 | 4,43 | 3,17 | 27,17 | 11,27 | 8,06 |
| CAABCC2-B16-D28 | 10,41 | 4,32 | 3,09 | 29,34 | 12,17 | 8,71 |
| CAABCC3-B16-D28 | 10,02 | 4,16 | 2,97 | 29,80 | 12,37 | 8,84 |

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

Analisando as relações, pode-se afirmar que as duas normas apresentam valores conservadores para a previsão de tensão de aderência. Entre as duas normas, a menos conservadora foi a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

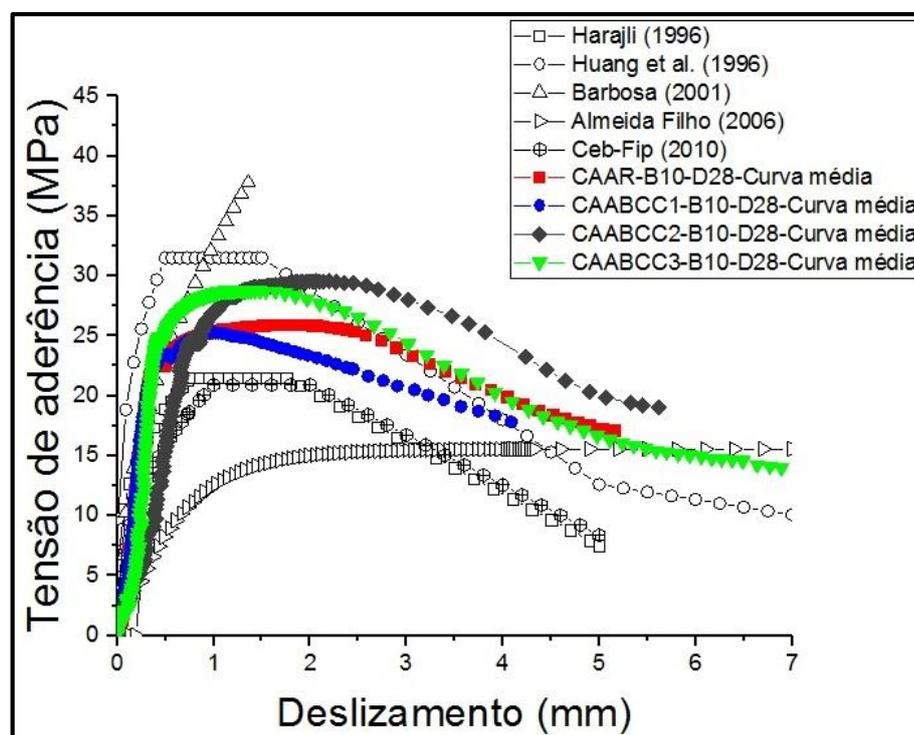
6.8 Comparação entre os resultados experimentais e os modelos teóricos para cálculo da resistência de aderência

Nessa seção serão apresentadas as comparações entre as curvas médias de tensão de aderência *versus* deslizamento obtidos nos ensaios de arrancamento e os modelos propostos por pesquisadores para a curva e tensão de aderência *versus* deslizamento. Alguns dos modelos considerados foram indicados para certos tipos de concreto, como: CEB-FIB (2010) e Huang *et al.* (1996) podem ser empregados para todos os tipos de concreto. Harajli *et al.* (1995) apresentou modelo válido para concreto com classe de resistência de 60 MPa com presença de fibras. O modelo de Barbosa (2001) é válido para concreto da classe de 60 MPa. Almeida Filho (2006) apresentou modelo para CAA de concreto da classe de 60 MPa. Santana (2014) indicou modelo teórico apenas para previsão da tensão última de aderência para concreto comum e concreto com adição de fibras, para classe de 60 MPa.

6.8.1 Barra de aço de 10 mm

Na Figura 6.38 observam-se as curvas dos modelos teóricos e as curvas médias de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos de prova com barra de 10 mm ensaiados pelo método de arrancamento na idade de 28 dias. A classe média de resistência apresentada pelos concretos (CAAR, CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3) foi de 70 MPa, valor utilizado nos modelos teóricos. Ressalta-se que não é possível traçar a curva tensão de aderência *versus* deslizamento com o modelo teórico indicado por Santana (2014), apenas prever a tensão última de aderência.

Figura 6.37 - Comparação entre as curvas tensão de aderência versus deslizamento teórico e experimental para barra de 10 mm



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.37 observam-se os valores para deslizamento último e tensão de aderência última dos modelos teóricos encontrados na literatura e das curvas médias obtidas nos ensaios de arrancamento, para barra de 10 mm. Apresenta-se também a variação entre eles, considerando o CAAR.

Tabela 6.37 - Comparação dos valores para deslizamento último e tensão de aderência última entre os modelos teóricos e os ensaios para barra de 10 mm

| Modelo | δ_u (mm) | Variação (%) | τ_u (MPa) | τ_u Relativo |
|-----------------------|--------------------|-----------------|-------------------|----------------------|
| CAAR-B10-D28-Média | 1,73 | - | 25,97 | - |
| CAABCC1-B10-D28-Média | 1,18 | -31,8 | 25,84 | -0,50 |
| CAABCC2-B10-D28-Média | 1,97 | 13,87 | 29,21 | 12,48 |
| CAABCC3-B10-D28-Média | 1,30 | -24,86 | 28,87 | 11,17 |
| Harajli (1995) | 0,75 | -56,65 | 21,50 | -17,21 |
| Huang et al (1996) | 0,50 | -71,10 | 31,50 | 21,29 |
| Barbosa (2001) | 1,37 | -20,81 | 37,90 | 45,94 |
| Almeida Filho (2006) | 4,86 | 180,93 | 15,56 | -40,08 |
| CEB-FIB (2010) | 1,00 | -42,20 | 20,91 | -19,48 |
| Santana (2014) | - | - | 32,24 | 24,14 |

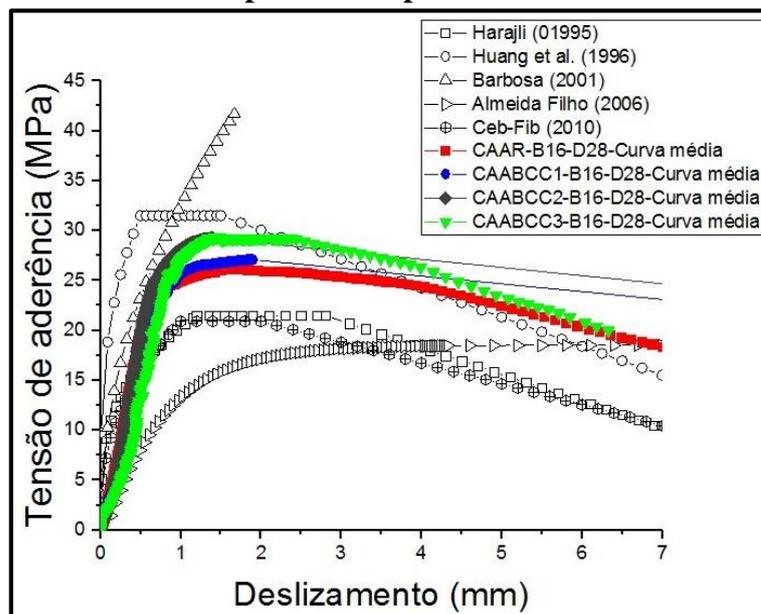
Se tratando da tensão última de aderência, os modelos teóricos de Huang *et al.* (1996), Barbosa (2001) e Santana (2014), apresentaram valores superiores ao valor experimental, com variação de 21,29%, 45,94% e 24,14% respectivamente, em relação ao CAAR. CEB-FIB (2010) e Almeida Filho (2006) apresentaram valores à favor da segurança com redução de 19,48% e 40,08% respectivamente em relação ao CAAR. Considerando o CAAR e o CAABCC1 que obtiveram valores bem próximos com variação de 0,50% entre eles, o modelo teórico de Harajli (1995) foi o que mais se aproximou com diferença de 17,21% à favor da segurança. Considerando o CAABCC2 e CAABCC3 que obtiveram variação de 1,16% entre eles, o modelo mais próximo foi o de Huang *et al.* (1996) com diferença de 7,84% e 9,11%.

Em termos de deslizamento último, o modelo que apresentou menor diferença em relação ao CAAR foi o de Barbosa (2001), com 20,81% a favor da segurança. O único modelo que apresentou valor maior foi o de Almeida Filho (2006) que apresentou deslizamento último teórico 180,93% superior. Harajli (1995), Huang *et al.* (1996) e CEB-FIB (2010) apresentaram, respectivamente, valores para o deslizamento último teórico 56,65%, 71,10% e 42,20% inferiores ao resultado experimental.

6.8.2 Barra de aço de 16 mm

Na Figura 6.39 observa-se as curvas dos modelos teóricos e as curvas médias de tensão de aderência *versus* deslizamento dos corpos de prova com barra de 16 mm ensaiados pelo método de arrancamento na idade de 28 dias. Enfatiza-se que o modelo apresentado por Santana (2014) não possibilita traçar a curva de tensão de aderência *versus* deslizamento, apenas prever a tensão última de aderência.

Figura 6.38 - Comparação entre as curvas tensão de aderência versus deslizamento teórico e experimental para barra de 16 mm



Fonte: Autora (2018).

Na Tabela 6.38 observa-se os valores para deslizamento último e tensão de aderência última dos modelos teóricos encontrados na literatura e das curvas médias obtidas nos ensaios de arrancamento, para barra de 16 mm, além da variação desses resultados levando-se em consideração o CAAR.

Tabela 6.38 - Comparação dos valores para deslizamento último e tensão de aderência última entre os modelos teóricos e os ensaios para barra de 16 mm

| Modelo | δ_u (mm) | Variação (%) | τ_u (MPa) | Variação (%) |
|-----------------------|--------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| CAAR-B10-D28-Média | 1,95 | - | 26,26 | - |
| CAABCC1-B10-D28-Média | 2,17 | 11,28 | 27,17 | 3,47 |
| CAABCC2-B10-D28-Média | 1,74 | -10,77 | 29,34 | 11,73 |
| CAABCC3-B10-D28-Média | 1,85 | -5,13 | 29,80 | 13,48 |
| Harajli (1995) | 1,2 | -38,46 | 21,50 | -18,13 |
| Huang et al (1996) | 0,50 | -74,36 | 31,50 | 19,95 |
| Barbosa (2001) | 1,67 | -14,36 | 41,67 | 58,68 |
| Almeida Filho (2006) | 6,40 | 228,21 | 18,52 | -29,47 |
| CEB-FIB (2010) | 1,00 | -48,72 | 20,91 | -20,37 |
| Santana (2014) | - | - | 36,89 | 40,47 |

Similar ao comportamento apresentado para a barra de 10 mm, em relação à tensão última de aderência, os modelos de Huang *et al.* (1996), Barbosa (2001) e Santana (2014) apresentaram valores superiores ao valor experimental de 19,95%, 58,68% e 40,47% respectivamente, em relação ao CAAR. CEB-FIB (2010) e Almeida Filho (2006) apresentaram

valores à favor da segurança com redução de 20,37% e 29,47% respectivamente em relação ao CAAR. Considerando o CAAR e o CAABCC1 que obtiveram valores bem próximos com variação de 3,27% entre eles, o modelo teórico de Harajli (1995) foi o que mais se aproximou com diferença de 18,13% e 20,87% respectivamente à favor da segurança. Considerando o CAABCC2 e CAABCC3 que obtiveram variação de 1,57% entre eles, o modelo mais próximo foi o de Huang *et al.* (1996) com diferença de 7,36% e 5,70%, respectivamente.

Para o deslizamento último, o único modelo que apresentou valor superior foi o de Almeida Filho (2006) com variação de 228,21%. Harajli (1995), Huang *et al.* (1996) e CEB-FIB (2010) apresentaram, respectivamente, variação a favor da segurança de 38,46%, 74,36% e 48,72% para o deslizamento último teórico em comparação ao resultado experimental. O modelo que apresentou menor diferença em relação ao CAAR foi o de Barbosa (2001), com 14,36% a favor da segurança.

7. CONCLUSÕES

Pensar em utilizar um concreto que tenha em sua composição menos cimento que o usual levanta questões ligadas às suas propriedades no estado fresco, e suas propriedades mecânicas e físicas no estado endurecido. Estudar seu desempenho estrutural é de extrema importância. Esta pesquisa buscou ampliar o conhecimento desse tipo de concreto.

Nesse capítulo apresenta-se as conclusões relacionadas aos resultados experimentais e teóricos. Apresenta-se também algumas sugestões para futuras pesquisas.

7.1 Propriedades no estado fresco

Referente ao estado fresco dos concretos produzidos para essa pesquisa, afirma-se que os ensaios escolhidos para avaliar suas características de autoadensabilidade (espalhamento, Caixa-L e Funil-V) são de fácil execução, repetibilidade, e demonstraram-se eficientes para verificar fluidez, habilidade de passagem e coesão. Os valores apresentados pelos concretos dosados estão dentro dos limites especificados pela NBR 15823:2010 (ABNT, 2010). Podendo ser classificados então, como concretos autoadensáveis.

7.2 Propriedades físicas e mecânicas do concreto

Em termos de massa específica, percebeu-se que os concretos com redução de consumo de cimento (CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3), e por conseguinte, redução de volume de pasta em sua composição, e aumento de volume de agregados, apresentaram aumento na massa específica em relação ao CAAR.

A redução do consumo de cimento não influenciou significativamente a resistência à compressão, exceto para o CAABCC1 que apresentou 12,5% de redução de resistência à compressão aos 28 dias em comparação ao CAAR. Em contrapartida, os concretos CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram diminuição de apenas 1,1% e 3,7% em relação ao CAAR. Seria necessário realizar mais ensaios para confirmar esse resultado de resistência à compressão apresentado pelo CAABCC1.

Se tratando da resistência à tração por compressão diametral, os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 também apresentaram redução em sua resistência, ao ser comparado

com o CAAR, sendo as reduções de 11,8%, 7,3% e 2,2%, respectivamente. Concluindo, apesar da queda da resistência, ela não foi proporcional à redução do consumo de cimento.

Aos 28 dias, em relação aos resultados do módulo de elasticidade dinâmico, os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram valores 11,8%, 15,9% e 7,9% respectivamente, acima do valor obtido pelo CAAR. Se tratando do módulo de elasticidade estático, os concretos CAABCC1 e CAABCC2 apresentaram aumento de 3,3% e 20,0% respectivamente em relação ao CAAR, já o CAABCC3 apresentou valor 8,5% menor que o CAAR. Pode-se dizer que, também para o caso de módulo de elasticidade, a redução do consumo de cimento não gerou redução proporcional, já que o CAABCC3 tem 25% menos cimento que o CAAR. Realizando a comparação entre os dois módulos de elasticidade (dinâmico e estático) o módulo de elasticidade dinâmico foi 2% maior que o estático, valor diferente do que a literatura apresenta. Ressalta-se que para verificar essa relação é preciso realizar maior número de ensaios.

De modo geral conclui-se que os concretos produzidos para realizar essa pesquisa apresentaram bom comportamento no estado fresco e desempenho mecânico no estado endurecido. Conclui-se que a redução do consumo de cimento não causou influência proporcional nessas propriedades analisadas, e que nos casos do módulo de elasticidade, dois concretos com redução do consumo de cimento, alcançaram resultados similares àqueles obtidos pelo concreto de referência.

De acordo com os resultados é possível reduzir o consumo de cimento e manter o desempenho relacionado ao indicador escolhido nessa pesquisa, em que se mediu quanto de cimento por metro cúbico foi necessário para produzir 1 MPa de resistência à compressão. Para o CAAR, utilizou-se 5,78 kg/m³/MPa, já para os concretos CAABCC1, CAABCC2 e CAABCC3 usou-se 5,45 kg/m³/MPa, 4,67 kg/m³/MPa e 4,50 kg/m³/MPa, respectivamente. A redução de consumo de cimento por metro cúbico por MPa em relação ao CAABCC2 e CAABCC3 foram percentualmente de 19,08% e 22,15%, respectivamente, bem próximos ao percentual de redução total do consumo de cimento de 20% e de 25%, respectivamente.

7.3 Ensaio de aderência

Os modelos apresentaram comportamento semelhantes para cada diâmetro de barra de aço e idade do concreto no dia do ensaio de aderência.

Os equipamentos e sistema de aquisição de dados mostrou-se apropriado para a realização dos ensaios.

Todos os modelos produzidos com barra de 10 mm romperam por arrancamento da barra de aço. A maioria dos modelos produzidos com barra de 16 mm romperam por arrancamento da barra; alguns romperam por fendilhamento do concreto.

De modo geral, a redução de consumo de cimento não alterou significativamente a tensão última de aderência do CAABCC1 em relação ao CAAR, apesar de ser o CAABCC que obteve resultados menos favoráveis dos três concretos dosados aos 28 dias para a resistência à compressão (redução de 12,5%) e à tração (redução de 11,8%) em comparação com o CAAR.

Os concretos CAABCC2 e CAABCC3 apresentaram em média resultados com percentual 9,0% superior em relação ao CAAR para os 7 dias, e 12,0% superior para os ensaios realizados aos 28 dias. Se tratando do deslizamento último, houve maior variação nos resultados.

Comparando-se o comportamento entre as duas barras de aço, pode-se concluir que os valores obtidos para a barra de 16 mm foram ligeiramente superiores aos valores apresentados pela barra de 10 mm, fato observado em cada idade e dosagem diferente.

Em média, o ganho de resistência para o mesmo concreto e mesma barra de aço com o aumento da idade (de 7 para 28 dias) foi de 19,2%.

7.4 Resistência de aderência de cálculo

Os dois códigos normativos utilizados para realizar a comparação com os resultados experimentais desta pesquisa apresentaram valores a favor da segurança ao prever a resistência de aderência inferior aos resultados experimentais desta pesquisa.

Os resultados experimentais considerados para comparar com os valores previstos pelas normas foram: tensão média de aderência (τ_m) e a tensão última de aderência (τ_u). No caso dos códigos normativos, houveram duas situações: levando em conta o coeficiente de segurança γ_c adotado em 1,4, e sem levar em conta o γ_c . Para todas as situações, a NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) resultou em valores mais próximos aos resultados obtidos experimentalmente, quando comparada aos resultados provenientes dos calculados de acordo com CEB-FIB (2010).

7.5 Modelos teóricos versus resultados experimentais

Em relação aos modelos teóricos, apenas CEB-FIB (2010), Huang *et al.* (1996) e Almeida Filho (2006) são válidos para o tipo de concreto utilizado nessa pesquisa (CAA), apesar de que esse último era específico para concreto de classe de resistência de 60 MPa.

Tanto para os modelos produzidos com barra de 10 mm, quanto para os modelos produzidos com barra de 16 mm, o modelo teórico que melhor representou o comportamento da curva tensão de aderência *versus* deslocamento e que mais se aproximou do valor de tensão última experimental do CAAR e CAABCC1 foi o de Harajli (1995). Já para os concretos CAABCC2 e CAABCC3, o modelo teórico que mais se aproximou foi Huang *et al.* (1996), apesar de que Huang *et al.* (1996) apresentou valor contra a segurança.

No geral, os modelos de Huang *et al.* (1996) e Barbosa (2001), com destaque para este último, foram contrários à segurança, pois superestimaram os valores da tensão última de aderência, o que não ocorreu com os outros modelos empregados na comparação. No caso de Barbosa (2001), a variação em relação à barra de 16 mm chegou a 58,68%.

7.6 Considerações Finais

Conclui-se que é possível reduzir o consumo de cimento no concreto sem perdas proporcionais à essa redução, em sua resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade. No caso do CAA, com a metodologia aplicada nessa pesquisa, essa redução é limitada pelo mínimo volume de pasta necessário na composição do concreto para obter-se as propriedades no estado fresco esperadas para um CAA como: resistência à segregação, habilidade de passagem e fluidez. Portanto, a redução de consumo de cimento nessa pesquisa deu-se pela redução do volume de pasta no concreto.

Em relação à resistência de aderência, os concretos com menor consumo de cimento em sua dosagem, alcançaram resultados superiores aos do concreto de referência, apenas o CAABCC1 para a barra de 10 mm aos 28 dias apresentou resultado em média 2% inferior ao CAAR. Esses resultados indicam que esses concretos com baixo consumo de cimento podem ser aplicados como concreto estrutural, apresentam resistência de aderência superiores àqueles valores calculados pelas equações de pelo menos duas normas: CEB-FIB (2010) e NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

No que se refere à comparação dos resultados alcançados experimentalmente com os resultados calculados por meio dos modelos teóricos, os apresentados por Harajli (1995) e Huang *et al.* (1996) são os que mais se aproximaram do comportamento dos resultados aferidos experimentalmente.

7.7 Sugestão para novas pesquisas

- Realizar estudo com os concretos dosados nessa pesquisa para avaliar a influência da redução do consumo de cimento no que se refere à durabilidade dos mesmos.
- Realizar simulação numérica a fim de comparar os resultados da simulação com aqueles obtidos experimentalmente nessa pesquisa para validação, além de obter parâmetros que possibilitem extrapolar o estudo para outros diâmetros de barra de aço, comprimento de ancoragem, e classe de resistência à compressão do concreto.
- Realizar maior quantidade de ensaios de arrancamento que possibilite desenvolver modelo empírico que englobe as variáveis estudadas para determinar a curva tensão de aderência *versus* deslocamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AITCIN, P. C. **Concreto de alto desempenho**. Tradução Geraldo G. Serra; São Paulo: Pini, 2000. 667 p.

ALENCAR, R. S.A. **Dosagem do concreto autoadensável**: produção de pré-fabricados. 2008. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

ALMEIDA FILHO, F. M. **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos auto-adensáveis**. 2006. 291 p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

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). **ASTM E1876-1**: Standard test method for dynamic Young's modulus, shear modulus, and Poisson's ratio by impulse excitation of vibration. Philadelphia, 2005.

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, 2007. 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, 2009. 9 p.

_____. **NBR 7222**: concreto e argamassa — determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011. 5 p.

_____. **NBR 7477**: determinação do coeficiente de conformação superficial de barras e fios de aço destinados à armaduras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1982. 5p.

_____. **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, 2008. 16 p.

_____. **NBR 11578**: Cimento Portland composto – especificação. Rio de Janeiro, 1991. 5 p.

_____. **NBR 11768**: aditivos químicos para concreto de cimento Portland – requisitos. Rio de Janeiro, 2011. 19 p.des

_____. **NBR 12653**: Materiais pozolânicos — Requisitos. Rio de Janeiro, 2014. 6 p.

_____. **NBR 12655**: concreto de cimento Portland: preparo, controle, recebimento e aceitação - procedimento. Rio de Janeiro, 2015. 23 p.

_____. **NBR 15823-1**: concreto autoadensável. Parte 1: classificação, controle e aceitação no estado fresco. Rio de Janeiro, 2010. 11 p.

_____. **NBR 15823-6**: concreto auto-adensável. Parte 6: determinação da resistência à segregação - método da coluna de segregação. Rio de Janeiro, 2010. 3 p.

_____. **NBR NM 30**: agregado miúdo - determinação da absorção de água. Rio de Janeiro, apu2001. 3 p.

_____. **NBR NM 45**: agregados – determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

_____. **NBR NM 52**: agregado miúdo – determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009. 8 p.

_____. **NBR NM 248**: agregado – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

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.

BARBOZA, L. S. **Estudo sobre o impacto da redução de consumo de cimento na resistência à compressão do concreto autoadensável**. 2016. 172 p. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

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.

BETHMONT, S.; D’aloia Schwartzentruber, L.; Stefani, C.; Tailhan, J. L.; Rossi, P. Contribution of granular interactions to self-compacting concrete stability: development of a new device. **Cement and Concrete Research**. v. 39, p. 30-35, 2009.

BRASIL MINAS (2017). **Pó de calcário** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.brasilminas.net/calcario>>. Acessoem: 21 jun.2015.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 8500**: concrete – complementary British standard to BS EM 206-1. (in two parts). London, 2006.

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.

CAIRNS J.; PLIZZARI, G. A. Towards a Harmonized European Bond Test. **Materials and Structures**, Oct, Vol.36, 2003. pp. 498-506.

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.

CATOIA, T; CATOIA, B; PEREIRA, T. A. C; CATAI, E; LIBORIO, J. B. L. Concreto de alta resistência com baixo consumo de cimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50., 2008a, Salvador. **Anais eletrônicos...** São Paulo: IBRACON, 2008. p. 11.

CATOIA, T; PEREIRA, T. A. C; CATOIA, B; SANCHES JR, J. E. R; CATAI, E; LIBORIO, J. B. L. Concreto auto-adensável com baixo consumo de cimento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50., 2008b, Salvador. **Anais eletrônicos...** São Paulo: IBRACON, 2008. p. 13.

CAVALCANTI, D. J. H. **Contribuições ao estudo de propriedades do concreto autoadensável visando sua aplicação em elementos estruturais**. 2006. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2006.

CEN – COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 206-1: concrete: part 1: specification, performance, production and conformity**. Bruxelas/Bélgica, 2000.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Bond action and bond behaviour of reinforcement**, Paris, Bulletin d'information, 151, 1982.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Bulletin d'Information no. 65: CEB-FIB Model Code**, Paris, 2010.

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.

CSI – THE CEMENT SUSTAINABILITY INITIATIVE. **The cement sustainability initiative**. Suíça: World Business Council for Sustainable Development, 2007. 7 p.

CSI – THE CEMENT SUSTAINABILITY INITIATIVE. **Cement Industry Energy and CO₂ Performance: Getting the Numbers Right (GNR)**. 2016. Disponível em: <<http://www.wbcscement.org/pdf/GNR%20dox.pdf>>. Acesso em: janeiro 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.

DAMINELLI, B. L.; KEMEID, F. M.; AGUIAR, P. S.; JOHN, V. M. Measuring the eco-efficiency of cement use. **Cement and Concrete Composites**, v. 32, n. 8, p. 555-562, set. 2010.

DANISH STANDARDS ORGANIZATION. **DS 2082**. Pullout Test. Copenhagen, Dec. 1980, 2pp.

DE OLIVEIRA I. R.; STUART A. R.; PILEGGI R. G.; PANDOLFELLI V. C. **Dispersão e empacotamento de partículas** – princípios e aplicações em processamento cerâmico. Fazendo Arte Editorial, São Paulo, 2000.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 059/2004-ES**: pavimento rígido: pavimento de concreto de cimento Portland, compactado com rolo - especificação de Serviço. Brasília, 2004. 11 p.

_____. **DNIT 056/2013-ES**: pavimento rígido: sub-base de concreto de cimento Portland compactado rolo - especificação de serviço. Brasília, 2013. 11 p.

DIN – DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1045-2**: concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 2: concrete: specification, properties, production and conformity: application rules for DIN EN 206-1. Berlim/Alemanha, 2008)

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 system. **Specification and guidelines for self-compacting concrete**. - EFNARC, 2002.

EFNARC. European federation of specialist construction chemicals and concrete systems **Specificacion and guidelines for self-compacting concrete**.– EFNARC, 2005.

ELIGEHAUSEN, R.; POPOV, E. P.; BERTERO, V. V. Local bond stress-slip relationship of deformed bars under generalized excitations. **Report no UCB/EERC - 83/23**. 1983. 162 p. University of California, Berkeley. 1983.

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.

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.

FORMAGINI, S. (2005). **Dosagem Científica e Caracterização Mecânica de Concretos de Altíssimo Desempenho**. 2005. 259 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, 2005.

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).

GETTU, R.; AGULLÓ, L. (2004). Estado del arte hormigón autocompactable y su caracterización (parte I). **Cemento Hormigón**. No. 861.Abril. P. 50-67.

GLASSER, F. P. **Progress in the immobilization of radioactive wastes in cement**. Cement and concrete research. (1992).

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; 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.

GOMES, P. C. C. **Optimization and characterization of high-strength selfcompacting concrete**. 2002. 150 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.

GRACE. **Aditivos para concreto**. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cls/catalogos/grace/adva_cast525.pdf>. Acesso em: abril de 2017.

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.

KANTRO, D. L. **Influence of water-reducing admixtures on properties of cement paste – A miniature slump test**. Cement, Concrete and Aggregates, v. 2, n. 2, p. 95-102. 1980.

KIHARA, Y; CENTURIONE, S. L. (2005). **O cimento Portland**. In: ISAIA, G. C. (ed.). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Cap. 10, p. 295- 322.

KOEHLER, E. P. FOWLER, D. W. **Aggregates in Self-Consolidating Concrete**. Final Report - ICAR Project 108. Austin: International Center for Aggregates Research (ICAR), 2007.

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.

LIBORIO, J. B. L. **Concreto de alto desempenho: uma tecnologia simples para produção de estruturas duráveis**. Notas de aula, disciplina de pós-graduação SET 5891 - Tecnologia dos concretos estruturais. São Carlos: Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC, Universidade de São Paulo, 2003, p. 42.

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.

MEHTA, P. K. Society, sustainability, and the global concrete industry. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51, 2009, Curitiba. **Palestra**. IBRACON. 2009.

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.

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.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. Self-compacting concrete. **Journal of Advanced Concrete Technology**. Vol. 1, N° 1, April, 2003. P. 5-15.

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.

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.

RAMACHANDRAN, V. S. (1984). **Concrete admixtures handbook.** Noyes Publications, new Jersey, USA.

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.

REBMANN, M. S. **Robustez de concretos com baixo consumo de cimento Portland: desvios no proporcionamento e variabilidade granulométrica e morfológica dos agregados.** 2016. 252 p. Tese (Doutorado) –Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

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.

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.

RONCERO, J. (2000). **Effecto superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states:** implications for high performance concretes. 2000. 189 p. Tese (Doutorado) Universitat Politècnica de Catalunya, Barelona, 2000.

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.

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.

SANTOS, R. F. C. **Estudo de concreto auto-adensável, com aditivo incorporador de ar, utilizados na produção de paredes de concreto armado moldadas no local.** 2012. 181 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Pesquisa Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2012.

SNIC – Sindicato Nacional de Indústria do Cimento. **Consumo mensal 2016.** Disponível em: <<http://www.snic.org.br/numeros/numeros.asp?path=Consumomensal2016.gif>> Acesso em: janeiro de 2017.

SNIC – Sindicato Nacional de Indústria do Cimento. **Relatório anual de 2013.** Rio de Janeiro: SNIC, 2014. 40 p.

SORETZ, S. Comparison of beam tests and pull-out tests. **Matériaux et Constructions**, Vol. 5, No 28, July-Aug., p. 261-264, 1972.

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.

TECNOSIL. **Sílica Ativa** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.tecnosilbr.com.br/produtos/>>. Acesso em: abril de 2017.

TOUTANJI, H. A.; EL-KORCHI, T. (1995). **The influence of silica fume on the compressive strength of cement paste and mortar**. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No. 7, p. 1591-1602.

TUTIKIAN, B.F; DAL MOLIN, D. C. **Concreto autoadensável**. São Paulo: Pini, 2008. 140 p.

TUTIKIAN B. F., ISAIA G. C., HELENE P. **Concreto de Alto e Ultra-Alto Desempenho**. In: ISAIA, G.C. (ed.). Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo, Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011, v.2, p.1283-1325.

VOTORANTIM. CP II-Z-32 – **Cimentos** (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.votorantimcimentos.com.br/hotsites/cimento/base.htm>> Acesso em: maio de 2017.