

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

LUCAS DA SILVA BARBOZA

**Estudo sobre o impacto da redução do consumo de  
cimento no comportamento mecânico do concreto  
autoadensável**

São Carlos

2016

LUCAS DA SILVA BARBOZA

**Estudo sobre o impacto da redução do consumo de  
cimento no comportamento mecânico do concreto  
autoadensável**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Estrutura e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil (Estruturas e Construção Civil).

Orientador: Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho.

São Carlos

2016

Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da Biblioteca Comunitária UFSCar  
Processamento Técnico  
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

B239e Barboza, Lucas da Silva  
Estudo sobre o impacto da redução do consumo de  
cimento no comportamento mecânico do concreto  
autoadensável / Lucas da Silva Barboza. -- São  
Carlos : UFSCar, 2016.  
143 p.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de  
São Carlos, 2016.

1. Autoadensável. 2. Concreto. 3. Baixo consumo  
de cimento. 4. Resistência. 5. Elementos Pré-  
moldados. I. Título.



**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 do candidato Lucas da Silva Barboza, realizada em 01/04/2016:



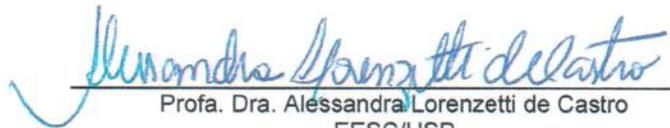
---

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 esposa Pâmela pelo companheirismo,  
paciência e amor. Aos meus pais Laércio e Ana  
Paula pela educação e incentivo.

## **AGRADECIMENTOS**

Este trabalho não poderia ser concluído sem o auxílio, competência e dedicação de muitos que me ajudaram a tornar essa realização possível. Por esta razão agradeço de maneira especial:

A Deus, pelo maravilhoso dom da vida, pelas bênçãos sem medida, pela oportunidade de concluir mais essa etapa e pelo privilégio de utilizar meus conhecimentos para servi-lo;

A minha querida esposa Pâmela Burke Barboza, amor da minha vida, companheira e amiga incansável, pela sua grande paciência, dedicação, carinho, apoio, incentivo e alegria.

À minha família, Pai, mãe e queridas irmãs pelo apoio emocional, espiritual e principalmente pelas orações, vocês contribuíram muito para eu chegar aqui;

Sou grato ao UNASP-EC pelo crescimento para vida; e principalmente por ter me oferecido suporte necessário no desenvolvimento desta pesquisa, como, por exemplo, os laboratórios e os materiais dos concretos;

Ao meu orientador, professor Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho que me concedeu liberdade para elaborar esta pesquisa, e me auxiliou pacientemente sempre que precisei, por ter caminhado junto comigo, acompanhando e orientando cada passo, minha profunda gratidão por sua incansável e sempre humorada orientação e sua sabedoria nos instantes de maior necessidade;

As minhas inestimáveis amigas e companheiras do Curso de Engenharia Civil do UNASP-EC, Debora Pierini Gagliardo e Renata Algisi Takeda pelos momentos de grande apoio que, direta ou indiretamente, contribuíram para esta pesquisa.

Ao laboratório de materiais e estruturas do UNASP-EC, através de Artur Lentz Sartorti, Andrews Magaieski e Eliseu Cunha, que junto a mim, se dedicaram aos ensaios de laboratório, muitas vezes renunciando ao cansaço e a responsabilidades acadêmicas;

As empresas Tecnosil e Vedacit, meu profundo agradecimento pelo material doado à pesquisa.

“A mais elevada espécie de educação é aquela que dê tal conhecimento e disciplina, que leve ao melhor desenvolvimento do caráter, e habilite a alma para aquela vida que se mede pela vida de Deus. A eternidade não deve ficar fora de nossos cálculos.”

**Ellen G. White**

## RESUMO

BARBOZA, L. S. **Estudo sobre o impacto da redução do consumo de cimento no comportamento mecânico do concreto autoadensável**. 2016.174f. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

Este trabalho apresenta uma análise sobre a elaboração de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento Portland, e avalia algumas das suas propriedades no estado fresco e endurecido (propriedades mecânicas). A confecção de concretos com baixo consumo de cimento Portland parte do conceito de possibilitar maior sustentabilidade da indústria da construção civil baseada no concreto, como maior longevidade das jazidas de matérias-primas, redução da emissão de CO<sub>2</sub> e no consumo de energia e menores custos de transportes. Proporciona diversas melhorias técnicas, como menor calor de hidratação, retração e fissuração. Fundamentado em conceitos de empacotamento e dispersão de partículas, escolha adequada dos materiais e uso de adições minerais e fíleres, obtiveram-se concretos com baixo consumo de cimento e alta resistência, com consumo relativo de materiais aglomerantes inferior a 5 kg/m<sup>3</sup> para produzir 1 MPa de resistência à compressão. Esta pesquisa caracteriza-se como um modelo teórico-experimental, onde foram pesquisados métodos de empacotamento dos agregados e adições minerais, estudada a interação entre o aditivo superplastificante e os materiais cimentícios, buscando uma redução considerável do teor de cimento nas misturas de concretos autoadensáveis. Diante disso, utilizou-se a metodologia de dosagem apresentada por Gomes (2002) e também foram determinadas as propriedades mecânicas dos concretos e conclui-se, mediante aos resultados obtidos, que é possível o emprego de um concreto estrutural autoadensável com consumo de cimento Portland reduzido.

Palavras-chave: Autoadensável; Concreto; Baixo consumo de cimento; Resistência; Elementos Pré-moldados.

## ABSTRACT

**BARBOZA, L. S. Study on the impact of the reduction in cement consumption in the mechanical behavior of self-compacting concrete.** 2016. 174f. Dissertation (Master Degree) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2016.

This paper presents an analysis of the development of self-compacting concrete with low consumption of Portland cement, and evaluates some of its properties in fresh and hardened state ( mechanical properties ). The production of concrete with low consumption of Portland cement of the concept of providing more sustainable construction based on the concrete industry, as increased longevity of raw materials deposits, reducing CO<sub>2</sub> emissions and energy consumption and lower cost transport. It provides various technical improvements such as lower heat of hydration, shrinkage and cracking. Based on packaging concepts and particle dispersion suitable choice of materials and the use of mineral fillers and admixtures, there was obtained concrete with low consumption of cement and high strength, with a relative consumption of binder materials less than 5 kg / m<sup>3</sup> to produce 1 MPa compressive strength. This research is characterized as a theoretical-experimental model, which were researched packaging methods of aggregates and mineral additions, studied the interaction between superplasticizer and cementitious materials, seeking a considerable reduction in cement content in mixtures of self-compacting concrete. Therefore, we used the dosage methodology presented by Gomes (2002) and also have certain mechanical properties of concrete and it is concluded by the results, the use of a structural concrete self-compacting with Portland cement consumption can reduced.

Keywords: Self-compacting; Concrete; Low consumption of cement; Resistance; Precast elements.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Consumo aparente de cimento no Brasil .....	10
Figura 2.2 - Evolução do consumo do cimento .....	11
Figura 2.3 – Médias de emissão de CO <sub>2</sub> / ton clínquer: (a) divididas por tipo de forno e ano (b) média mundial .....	13
Figura 2.4- Evolução do co-processamento no Brasil entre 1999 e 2008 .....	16
Figura 2.5- Perfil da distribuição do cimento consumido no Brasil.....	19
Figura 2.6- Ponte Gärtnerpltzbrückeem Kassel/Alemanha .....	23
Figura 2.7- Esboço esquemático do mecanismo de ação de superplastificantes (eletrostática e eletroestérico) .....	26
Figura 2.8- Representação esquemática da zona de transição e da matriz da pasta de cimento no concreto .....	27
Figura 2.9 - Desenvolvimento de calor de hidratação em concretos de diferentes espessuras, executados com mesmo teor de cimento Portland comum (a) e cimento de alto forno (b) ....	38
Figura 2.10- Desenvolvimento de temperatura em concretos com 3,0 m de espessura e diferentes consumos de cimento Portland comum .....	40
Figura 3.1- Mecanismo de bloqueio do agregado graúdo .....	48
Figura 3.2- Relação água/cimento de concreto produzido com e sem superplastificantes .....	56
Figura 3.3 – Relação água/cimento de concreto produzido com superplastificantes com relação água/cimento reduzido.....	57
Figura 3.4 – Passo a passo para dosagem de Alencar .....	65
Figura 3.5 – Passos do método de dosagem de Tutikian e Dal Molin .....	67
Figura 3.6– Equipamento e dimensões (mm) para o ensaio de espalhamento .....	68
Figura 3.7 – Equipamento e dimensões (mm) do ensaio Funil V .....	69
Figura 3.8 – Equipamento e dimensões (mm) do ensaio caixa L.....	70
Figura 3.9- Modelo de Tubo-U e dimensões (mm) .....	71
Figura 3.10 – Anel-J e suas dimensões (mm).....	72
Figura 3.11 – Ensaio da coluna de segregação .....	73
Figura 4.1 – Esquema da metodologia utilizada na presente pesquisa.....	76
Figura 4.2- Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado múdo.....	80
Figura 4.3- Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado graúdo.....	81
Figura 4.4 – Ensaio de miniabatimento de tronco de cone.....	84

Figura 4.5- Corpos de prova de CAA com baixo consumo de cimento.....	86
Figura 4.6- Esquema de otimização para o CAA .....	88
Figura 4.7– (a) Funil Marsh utilizado para o ensaio de fluidez e (b) argamassadeira utilizada na etapa pasta.....	89
Figura 4.8– Modelos para determinação do ponto de saturação (a) Método de Aïtcin, (b) Método AFREM.....	90
Figura 4.9– Termo-higrômetro utilizado para medição de temperatura e umidade .....	91
Figura 4.10- Ensaio de caracterização do concreto em estado fresco, da esquerda para direita: <i>slum-flow test</i> , caixa-L e Funil -V .....	96
Figura 4.11 – Amostras submetidas a cura por submersão em água.....	98
Figura 4.12 – Balança de precisão 0,1 g utilizada para pesar amostras .....	99
Figura 4.13 – Retífica de eixo vertical .....	100
Figura 4.14– Prensa Universal utilizada para os ensaios à compressão .....	101
Figura 4.15– Ensaio à compressão de corpo de prova cilíndrico .....	102
Figura 4.16– Determinação do módulo de elasticidade em corpo de prova cilíndrico .....	103
Figura 4.17– Ensaio de tração na compressão diametral em corpo de prova cilíndrico .....	104
Figura 4.18- Ruptura de corpo de prova por compressão diametral .....	104
Figura 5.1- Índice de vazios resultante em ensaio de empacotamento dos agregados miúdos .....	106
Figura 5.2- Fase final do empacotamento com todos os agregados .....	107
Figura 5.3 – Curvas de fluidez para os ensaios com funil Marsh com A/C = 0,4.....	108
Figura 5.4– Variação do teor ótimo de superplastificante para A/C = 0,4.....	109
Figura 5.5– Ensaio de miniabatimento para relação A/C=0,4, FC/C = 10% e SA/C= % ...	110
Figura 5.6 – Curvas de fluidez para os ensaios com o funil Marsh com A/C=0,6.....	111
Figura 5.7 – Ensaio de miniabatimento para a relação A/C=0,6 e F/C=0,3 .....	111
Figura 5.8– Composição do esqueleto granular e relações AF/AG e AF/AT.....	113
Figura 5.9– Ensaio de miniabatimento de tronco de cone com cimento CPV-ARI e aditivo Adiment Super MC <sup>®</sup> .....	114
Figura 5.10– Resultados do ensaio de miniabatimento de tronco de cone com cimento CPV-ARI e aditivo Adiment Super MC <sup>®</sup> - Da esquerda para direita, 0,4%, 0,8%, 1,2%, 1,6% e 2,0% .....	115
Figura 5.11– Resistência à compressão aos 28 dias e consumos relativos de cimento e aglomerantes para os concretos auxiliares CAUX1 a CAUX10.....	116
Figura 5.12– Materiais utilizados na dosagem dos concretos de baixo consumo de cimento	117

Figura 5.13 – Aspecto dos concretos no estado fresco após ensaio de espalhamento .....	124
Figura 5.14 – Massa específica do concreto na condição saturada com superfície seca.....	125
Figura 5.15 – Evolução da resistência à compressão com a idade dos concretos estudados .	127
Figura 5.16 – Corpo de prova rompido por compressão .....	127
Figura 5.17 – Evolução da resistência à tração por compressão diametral com a idade dos concretos estudados .....	129
Figura 5. 18– Evolução do módulo de elasticidade com a idade dos concretos estudados....	130
Figura 5. 19– Relação entre consumo de aglomerantes e resistência à compressão aos 28 dias .....	133
Figura 5. 20– Distribuição do agregado graúdo nas concretagens – da esquerda para direita : CBC1, CBC2 e CBC3 .....	134
Figura A.1 – Variações das resistências médias em função da idade – CAUX1 a CAUX10	141

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Cálculo das emissões de CO <sub>2</sub> por toneladas de clínquer a partir dos dados da WBCSD/IEA (2009) .....	13
Tabela 2.2- Despacho de cimento em 2013.....	18
Tabela 2.3- Características do concreto para atendimento de requisitos de durabilidade .....	20
Tabela 2.4- Tempos mínimos de mistura recomendados .....	32
Tabela 2.5- Consumo de materiais, em kg e custos de dois concretos, um convencional e outro aprimorado.....	43
Tabela 3.1- Composição Mineralógica do Clínquer.....	53
Tabela 3.2 - Classificação das Adições .....	54
Tabela 3.3-Valores recomendados para ensaios de aceitação do CAA.....	74
Tabela 4.1 – Propriedades físicas, químicas e mecânicas do cimento .....	77
Tabela 4.2- Propriedades físico-químicas do Fíler calcário .....	78
Tabela 4.3- Caracterização física dos agregados miúdos .....	79
Tabela 4.4- Caracterização física dos agregados graúdos. ....	80
Tabela 4.5- Sequência de lançamento dos materiais .....	91
Tabela 5.1 – Teores observados para os ensaios de fluidez e de miniabatimento (A/C=0,4) .....	110
Tabela 5.2 –Composição e parâmetros do CAA com baixo consumo de cimento (CBC).....	120
Tabela 5.3 – Composição e parâmetros dos concretos de Referência (CR).....	121
Tabela 5.4 – Caracterização dos concretos de referência em estado fresco .....	122
Tabela 5.5 – Caracterização dos concretos de baixo consumo de cimento em estado fresco .....	123
Tabela 5.6- Resistência à compressão dos corpos de prova dos concretos de referência.....	126
Tabela 5.7 – Resistência à compressão dos corpos de prova do CAA com baixo consumo de cimento .....	126
Tabela 5.8 – Resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova dos concretos de referência .....	128
Tabela 5.9 – Resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova dos CAA com baixo consumo de cimento .....	128
Tabela 5.10 – Módulo de elasticidade dos corpos de prova dos concretos de referência .....	130
Tabela 5.11 – Módulo de elasticidade dos corpos de prova dos CAA com baixo consumo de cimento .....	131
Tabela 5.12- Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO <sub>2</sub> para os	

cinco traços analisados .....	132
Tabela 5.13 – Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO <sub>2</sub> para as três dosagens analisados relativos à resistência à compressão (kg/m <sup>3</sup> ).....	132
Tabela A.1 – Consumo de materiais, em kg, das dosagens executadas com cimento CPV-ARI .....	138
Tabela A.2 – Composição dos concretos de baixo consumo de cimento (CBC) .....	139
Tabela A.3 – Caracterização do concreto de baixo consumo de cimento em estado fresco ..	140
Tabela A.4 – Resistência à compressão, em MPa, dos corpos de prova dos concretos de baixo consumo de cimento .....	140
Tabela A.5 – Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO <sub>2</sub> para as dez dosagens analisadas (kg/m <sup>3</sup> ) .....	142
Tabela A.6 – Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO <sub>2</sub> para as dez dosagens analisadas relativos à resistência à compressão aos 28 dias (kg/m <sup>3</sup> ) .....	142

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

**ABNT** – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

**ACI** – *American Concrete Institute* (Instituto Americano no Concreto);

**AMV** – Agente Modificador de Viscosidade;

**ASTM** - *American Society for Testing and Materials* (Sociedade Americana de Testes e Materiais);

**BS** – *British Standard* (Norma Britânica);

**CAA** – Concreto Autoadensável;

**CAR** – Concreto de Alta Resistência;

**CBC** – Concreto de Baixo Consumo de Cimento;

**CC** – Concreto Convencional;

**CP** – Corpo de Prova;

**CR** – Concreto de Referência;

**CP I** - Cimento Portland Simples;

**CPV – ARI** – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial;

**EPUSP** – Escola Politécnica da USP;

**MPa** – Unidade de medida Mega Pascal;

**NBR** – Norma Brasileira Registrada;

**IBRACON** – Instituto Brasileiro de Concreto;

**IPCC** – Painel Intergovernamental de Mudanças Climáticas;

**IPT** – Instituto de Pesquisas Tecnológicas;

**PAC** – Programa de Aceleração de Crescimento;

**ONG** – Organização Não Governamental;

**TON** – Tonelada.

## LISTA DE SÍMBOLOS

**Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>**- óxido de Alumínio;

**A/C** – Relação água/cimento;

**C-S-H** – Silicato de Cálcio Hidratado;

**CaCO<sub>3</sub>**– Carbonato de Cálcio;

**CaSO<sub>4</sub>**– Sulfato de Cálcio;

**Ca(OH)<sub>2</sub>** - Hidróxido de Cálcio,

**CO<sub>2</sub>**– Dióxido de Carbono;

**C<sub>2</sub>S**- Silicato Bicálcico;

**C<sub>4</sub>AF** – Ferro aluminato tetracálcico; Ferrita;

**C<sub>3</sub>A** – Aluminato Tricálcico;

**C<sub>3</sub>S** – Silicato tricálcico; Alita;

°C – Grau Celsius;

**F/C** – Relação Fíler/cimento;

**F<sub>ck</sub>**– Resistência característica do concreto à compressão;

**F<sub>c28</sub>**– Resistência do concreto à compressão aos 28 dias;

**Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>**– Óxido de ferro;

**a/c** – Relação água/cimento em massa;

**SA/C** – Relação sílica/cimento;

**SiO** – Óxido de Silício;

**SP/C** – Relação superplastificante/cimento;

**µm** – Micrômetro;

**SiO<sub>2</sub>**– Dióxido de Silício.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1	Justificativa .....	3
1.2	Objetivos.....	6
1.2.1	Objetivo geral .....	6
1.2.2	Objetivos específicos .....	6
1.3	Metodologia.....	6
1.4	Estrutura do trabalho .....	7
<b>2</b>	<b>PRODUÇÃO DE CONCRETO COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO .....</b>	<b>9</b>
2.1	Indústrias cimenteiras e consumo de cimento .....	9
2.2	Convenções normativas de consumo mínimo de cimento.....	20
2.3	Indicadores de baixo consumo de cimento .....	21
2.4	Elaboração de concretos com baixos consumos de cimento .....	23
2.4.1	Relação água/cimento.....	24
2.4.2	Zona de Transição .....	27
2.4.3	Escolha dos agregados.....	28
2.4.4	Preenchimento do volume do concreto pelos agregados.....	29
2.4.5	Procedimento de mistura do concreto .....	32
2.4.6	Tipos de cimento .....	33
2.5	Vantagens adquiridas com o baixo consumo de cimento Portland .....	36
2.6	Considerações Finais .....	43
<b>3</b>	<b>CONCRETO AUTOADENSÁVEL .....</b>	<b>45</b>
3.1	Definição e importância .....	45
3.1.1	Propriedades do CAA no estado fresco.....	47
3.1.2	Habilidade de passagem .....	47
3.1.3	Resistência à segregação .....	48
3.1.4	Habilidade de preenchimento .....	49
3.1.5	Trabalhabilidade .....	49
3.2	Materiais.....	51
3.2.1	Agregado fino.....	51
3.2.2	Agregado graúdo .....	52
3.2.3	Cimento .....	52

3.2.4	Aditivos e Adições Minerais .....	54
3.2.6	Finos (Fíleres).....	59
3.2.7	Água .....	61
<b>3.3</b>	<b>Metodologias de dosagens .....</b>	<b>62</b>
3.3.1	Método de Gomes, Gettu e Agulló.....	62
3.3.2	Método DMDA (Densified Mixture Design Algorithm) .....	63
3.3.3	Método de Alencar e Helene .....	64
3.3.4	Método de Tutikian e Dal Molin .....	65
<b>3.4</b>	<b>Métodos de verificação e ensaios específicos para avaliação do CAA .....</b>	<b>67</b>
3.4.1	Espalhamento (Slum-Flow test) .....	68
3.4.2	Funil V ( <i>V-funnel test</i> ).....	69
3.4.3	Caixa L ( <i>L-box test</i> ).....	70
3.4.4	Tubo -U ( <i>U-pipe test</i> ) .....	71
3.4.5	Anel-J ( <i>J-ring</i> ) .....	72
3.4.6	Ensaio da coluna de segregação .....	72
3.4.7	Valores recomendados.....	74
<b>3.5</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>74</b>
<b>4</b>	<b>PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL.....</b>	<b>76</b>
<b>4.1</b>	<b>Materiais Utilizados.....</b>	<b>77</b>
4.1.1	Cimento .....	77
4.1.2	Sílica Ativa .....	77
4.1.3	Fíler calcário .....	78
4.1.4	Aditivo Superplastificante (SP).....	78
4.1.5	Agregado Miúdo.....	79
4.1.6	Agregado Graúdo .....	80
<b>4.2</b>	<b>Ensaio preliminares .....</b>	<b>81</b>
4.2.1	Empacotamento dos agregados .....	82
4.2.2	Avaliação dos aditivos.....	83
4.2.3	Concretos auxiliares .....	85
<b>4.3</b>	<b>Dosagem.....</b>	<b>85</b>
4.3.1	Determinação da composição do concreto autoadensável .....	86
4.3.1.1	Etapa pasta.....	88
4.3.1.2	Etapa agregado .....	92
4.3.1.3	Etapa concreto .....	93

4.3.2	Concretos com baixo consumo de cimento .....	94
4.3.3	Concretos de referência .....	94
4.3.4	Concretos no estado fresco .....	95
<b>4.4</b>	<b>Massa Específica .....</b>	<b>98</b>
<b>4.5</b>	<b>Procedimentos dos ensaios .....</b>	<b>99</b>
4.5.1	Considerações iniciais .....	99
4.5.2	Resistência à compressão .....	101
4.5.3	Módulo de Elasticidade .....	102
4.5.4	Resistência à tração por compressão diametral .....	103
<b>4.6</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>105</b>
<b>5</b>	<b>ANÁLISES E RESULTADOS .....</b>	<b>106</b>
<b>5.1</b>	<b>Ensaio Preliminares .....</b>	<b>106</b>
5.1.1	Empacotamento dos agregados .....	106
5.1.2	Dosagem do concreto autoadensável.....	108
5.1.2.1	Etapa agregado .....	112
5.1.3	Avaliação dos aditivos.....	114
5.1.4	Concretos Auxiliares .....	116
5.1.5	Convenção de nomenclatura e representação gráfica.....	119
5.1.6	Dosagens de CAA com baixo consumo de cimento .....	119
5.1.7	Composição dos CAA com baixo consumo de cimento .....	120
5.1.8	Dosagem de concreto de referência.....	121
5.1.8.1	Composição dos concretos com de referência.....	121
<b>5.2</b>	<b>Concreto no estado fresco .....</b>	<b>122</b>
<b>5.3</b>	<b>Ensaio físicos e mecânicos do concreto endurecido .....</b>	<b>124</b>
5.3.1	Massa específica do concreto endurecido .....	125
5.3.2	Resistência à compressão .....	125
5.3.3	Resistência à tração por compressão diametral .....	128
5.3.4	Módulo de Elasticidade .....	129
5.3.5	Indicadores de Consumo .....	131
5.3.6	Verificações complementares.....	133
<b>5.4</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>134</b>
<b>6</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>135</b>
<b>6.1</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>135</b>
<b>6.2</b>	<b>Sugestões para prosseguimento da pesquisa .....</b>	<b>137</b>

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>139</b>
<b>A. APÊNDICE .....</b>	<b>138</b>

# 1 INTRODUÇÃO

Dentre os materiais de construção, o concreto é o mais utilizado pelo homem, principalmente em conjunto com o aço, formando o concreto armado. Este material é vastamente dominado e bem empregado, tanto por projetistas, construtores e operários da construção civil. No entanto, cada vez mais tem se exigido dessa importante opção para estruturas. Os constantes aprimoramentos do cálculo estrutural, principalmente aqueles auxiliados por programas computacionais, aliados ao maior conhecimento do comportamento mecânico do aço e do concreto, permitem que projetistas especifiquem estruturas cada vez mais arrojadas e complexas. Nessas aplicações, muitas vezes, o concreto convencional (CC) não atende aos requisitos de projeto, havendo atualmente alternativas que apresentam uma relação técnica e econômica mais favorável.

Diante desta situação e com o avanço de novas metodologias de dosagem de componentes, domínio dos aditivos e adições, e a progressiva associação de minerais ultrafinos (pós-reativos), e microfibras metálicas ou poliméricas, alcançou-se uma geração de concretos com comportamentos mecânicos diferenciados, com resistência mecânica e desempenho elevados, adquirindo propriedades superiores aos CC.

Sobre estes conceitos surgiu o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento, oriundo da combinação de materiais com propriedades superiores tornando possível a sua aplicação em peças esbeltas com formas complexas, curvaturas e estruturas altamente personalizadas, ou seja, aplicações que são difíceis de se alcançar com elementos de concreto armado tradicional. Além disso, é possível aumentar a velocidade de execução das edificações; por ser autoadensável, torna desnecessário o uso de equipamento de vibração, podendo também reduzir a carga permanente da estrutura nas fundações por apresentar resistência elevada, reduzindo, assim, as seções dos elementos estruturais; e, quando otimizado, reduz a utilização de sistemas de fôrmas e, aumenta a durabilidade da peça.

Por possuir uma microestrutura muito compacta após a cura, mediante à presença de minerais ultrafinos, torna-se pouco poroso e pouco permeável à umidade, aos gases e substâncias agressivas do meio ambiente (ALMEIDA FILHO, 2006).

No entanto, o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento (CAA) pode oferecer vantagens únicas e os níveis de desempenho mais elevados que justificam o aumento do "custo inicial". Tais fatores incluem: maior resistência à compressão (quando comparado ao concreto convencional), resistência ao impacto, estabilidade dimensional, maior durabilidade, aumento de vida útil, impermeabilidade, resistência à corrosão, resistência à abrasão e resistência ao meio ambiente agressivo (SILVA, 2000).

Silva (2000) afirma que, apesar de todos os benefícios, passar de uma resistência usual (cotidiano nos edifícios) de 16 MPa em 1940 para 25 MPa em 1990 e, além disso, atingir pelo menos 45 MPa no ano 2000 não é tarefa fácil para o Brasil. Para isso há necessidade de vários fatores contribuírem para que seja possível a produção dessa nova tecnologia (concretos de alta resistência), tais como: viabilidade econômica de estruturas mais esbeltas, solicitações mais elevadas, treinamento e especialização de mão de obra, uniformidade no controle e garantia de qualidade dos materiais e componentes, equipamentos de mistura, transporte e adensamento mais eficientes, refinamento dos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural e nos correspondentes modelos de comportamento dos materiais atualmente adotados etc.

Outro aspecto importante é a falta de conhecimento e informações sobre o CAA. Essa ausência de informação fica evidenciada quando se verifica um grande relacionamento do CAA apenas com a alta capacidade de fluir entre obstáculos, não levando em conta todos os outros parâmetros e atributos, principalmente os de durabilidade que, associados com as propriedades mecânicas, caracterizam o CAA como um todo (PEREIRA, 2010).

Diversos são, enfim, os benefícios proporcionados pela utilização do CAA de com baixo consumo de cimento, hoje aplicados em edificações esbeltas, pisos industriais, pontes, pré-moldados, pavimentos rodoviários, pré-fabricados e estruturas submetidas a ambientes agressivos. Pode-se considerar que o CAA é referenciado como uma evolução tecnológica dos concretos tradicionais, oriundo da pesquisa aplicada e resultado do emprego de misturas e de matérias-primas básicas dos concretos, e de dois novos componentes: as adições minerais e os aditivos químicos (PEREIRA, 2010).

Comumente a obtenção de um concreto de alta resistência e durável, é associada a um alto consumo de cimento Portland, no qual, este procedimento pode gerar alguns inconvenientes no desempenho de uma estrutura, como uma maior tendência de desenvolver fissuras decorrentes da retração térmica e química (REBMANN, 2011).

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), entre os materiais que compõem o concreto, o cimento Portland é o que demanda maior custo e consumo energético para ser produzido, podendo emitir em torno de 1 t de CO<sub>2</sub> para cada 1 t de clínquer produzido, o que representa

cerca de 90% da emissão de CO<sub>2</sub> da indústria do concreto.

Com um consumo crescente ao longo dos anos, tem sido considerado como um dos principais contribuintes na emissão de CO<sub>2</sub> na atmosfera (REBMANN, 2011).

O desafio hoje na construção civil é torná-lo (CAA de com baixo consumo de cimento) uma opção viável economicamente para obras do cotidiano, fazendo com que o desenvolvimento que se obteve desses materiais em laboratório atravesse a barreira do mercado, tornando-se, assim, uma opção viável para as construções. Em resumo, o CAA de alta resistência com baixo consumo de cimento tem um forte potencial para revitalizar a infraestrutura das nossas edificações, e das novas infraestruturas, tornando-as resistente e de longa duração.

A tecnologia dos concretos estruturais, apoiada em princípios científicos, tem dado sua contribuição para este desafio. O desenvolvimento de concretos de alta resistência, com o uso intensivo de superplastificantes, uso de adições de minerais provenientes de resíduos industriais e o empacotamento de partículas, permitindo a redução do consumo de aglomerantes, sem prejuízo na durabilidade, são alguns exemplos desta evolução. Vale mencionar que os recursos tecnológicos já existem, cabendo apenas à indústria da construção a sua popularização e aplicação (REBMANN, 2011).

É importante ressaltar que para o bom uso desta tecnologia é necessário o conhecimento da interação dos materiais constituintes do concreto.

## **1.1 Justificativa**

A utilização de maneira consciente dos recursos naturais disponíveis é um tema atual e indispensável. Para que as gerações futuras possam desenvolver-se e existir, a atual geração deve gerenciar de maneira responsável os recursos naturais que se encontram à sua disposição. Estudos voltados a esta temática tornam-se necessários, visando o emprego de níveis menores de consumo de recursos escassos e o aumento da durabilidade dos produtos fabricados.

Devido ao crescimento econômico nos países em processo de desenvolvimento, o consumo de cimento tem crescido continuamente, destacando a China que responde por mais da metade da produção de cimento no mundo (CEMBUREAU, 2010). Com a necessidade do aumento da produção do clínquer, a emissão de dióxido de carbono (CO<sub>2</sub>) tem sido um dos principais problemas enfrentado pelas indústrias cimenteiras, sem contar a redução de

longevidade de jazidas de matérias-primas.

De acordo com Mehta e Monteiro (2009), a redução do consumo de cimento no concreto, a redução do concreto nas estruturas e redução do teor de clínquer no cimento, são três possíveis processos que levaria ao caminho da sustentabilidade na indústria do cimento e do concreto.

A obtenção de concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento Portland (baixo calor de hidratação), alta resistência à compressão e baixa permeabilidade, tem uma significativa importância na construção civil.

Um material com essas características atende aos parâmetros apresentado por Mehta e Monteiro (2014), visando a garantia da sustentabilidade da indústria do concreto, através da diminuição da emissão de CO<sub>2</sub>.

Em meio às propriedades do concreto, a resistência mecânica, ao longo de muitos anos, tem sido adotada como parâmetro de qualidade e durabilidade do material, onde esforços se convergem para alcançar valores cada vez maiores. Porém, nos últimos anos, mediante o avanço tecnológico do cimento e do concreto, tornou-se possível produzir concretos com boa resistência, qualidade e durabilidade, mesmo com o baixo consumo de cimento (AITCIN, 2000).

Aitcin (2000) afirma que o concreto de alto desempenho conterà futuramente cada vez menos cimento Portland, cada vez mais materiais de cimentícios suplementares ou até mesmo adição de fíler (no qual isso já é uma realidade). Esta substituição torna-se vantajosa mediante ao ponto de vista econômico, reológico e de desenvolvimento de calor. Segundo este mesmo autor, o que se pode perder em termos de propriedades aglomerantes iniciais (24 horas) pode ser compensado pela redução adicional da relação água/aglomerante (a/agl). A redução de cimento e sua substituição por materiais cimentícios menos reativos podem resultar em consumo inferior de superplastificante para a mesma trabalhabilidade, de forma que uma redução significativa no custo do metro cúbico de concreto pode ser obtida.

As dúvidas pertinentes sobre a durabilidade de concretos de baixo consumo de cimento e a sua projeção no futuro justificam a avaliação da durabilidade e da resistência destes concretos. Os fatores relevantes devem ser observados, estabelecidos e relacionados. Possivelmente novos limites para consumos mínimos de cimento possam ser estabelecidos, não apenas adotando o parâmetro de resistência, mas, sobretudo, de desempenho. O acompanhamento da viabilidade técnica e da viabilidade econômica deve ser simultâneo. Um bom desempenho financeiro não se restringe apenas à diminuição dos custos empregados inicialmente, mas, também à obtenção de bom desempenho e durabilidade para que ocorra a

redução dos custos de manutenção e, assim, gerando um aumento de vida útil (REBMANN, 2011).

A maior importância desta pesquisa é que o concreto aqui proposto apresenta características de resistência, com baixo consumo de cimento Portland, autoadensáveis, o que indica que atende à sustentabilidade da construção e que o seu custo não deve ser elevado.

Os concretos autoadensáveis (CAA) são uma representação da evolução tecnológica frente aos concretos que exigem algum tipo de vibração e adensamento. Devido ao crescente aumento do custo da mão de obra, da necessidade de melhoria nas condições de trabalho, da popularização do uso de aditivos superplastificantes, reduzindo o custo deste material, o CAA deve ter o seu uso intensificado na indústria do concreto.

Uma boa aplicação pode ser encontrada na indústria dos pré-moldados onde o concreto de alta resistência (CAR) é essencial. A utilização do CAR, em geral associado à protensão no caso de elementos fletidos de grande vão, permite o projeto de peças mais leves e a diminuição do ciclo de produção, desde que a evolução dessa resistência nas primeiras horas ou dias esteja de acordo com as necessidades de desforma, protensão e manuseio.

De acordo com El Debs (2000), concretos com  $f_{ck}$  de 100 MPa foram utilizados na Finlândia com aplicações específicas. Nas construções consideradas obras de artes especiais o CAR tem uso frequente. Nikzad *et al.* (2006) relatam o uso do concreto de  $f_{ck}$  de 70MPa para vigas pré-moldadas de pontes com vão de 55 m. Segundo Conceição (2008), o CAR permite a execução de estruturas de seção transversal caixão protendido com espessuras de suas paredes reduzidas.

Um estudo realizado por Dal Molin e Wolf (1990) indica uma redução de cerca de 12% do custo de um edifício de 15 andares, ao se empregar concreto de alta resistência ( $f_{ck}= 60$  MPa) no lugar de um concreto convencional ( $f_{ck} = 21$  MPa). Foram considerados os consumos de concreto, armaduras e formas, além de gastos com a mão de obra. Outros fatores como desformas mais rápidas, ganho de área útil em virtude das menores seções das peças estruturais e possibilidade de confecção de elementos mais leves e esbeltos, podem elevar este valor de economia, justificando ainda mais seu emprego.

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo geral**

O objetivo geral dessa pesquisa é estudar o impacto da redução do consumo de cimento Portland (CPV-ARI) no comportamento mecânico de concretos autoadensáveis que atendam aos requisitos estabelecidos na NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) quanto à classe de agressividade ambiental II.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Quanto aos objetivos específicos adotados, relacionam-se:

- Obter concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento;
- Avaliar as principais características mecânicas destes concretos, avaliando a evolução de resistência à compressão ao longo do tempo, com o que é previsto pela norma NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) e literatura técnica;
- Avaliar a influência dos variados teores de cimento sobre a resistência à compressão, módulo de elasticidade estático e resistência à tração por compressão diametral;
- Analisar os consumos de cimento, material cimentício suplementar, clínquer e emissão de CO<sub>2</sub> para os concretos em análise para 1 m<sup>3</sup> de concreto;
- Apresentar limites práticos e dificuldades de produção de concretos com baixos teores de cimentos.

## **1.3 Metodologia**

Trata-se de uma pesquisa técnico-experimental, e foi dividida em três partes: revisão bibliográfica, análise experimental e análise teórica.

A primeira parte se desenvolve a partir de uma revisão bibliográfica sobre aspectos de consumo de cimento, estudo da utilização de concretos autoadensáveis com baixo teor de

cimento, índices de consumo e emissão de CO<sub>2</sub> e o comportamento mecânicos destes concretos.

A segunda parte abordará a metodologia experimental como objetivo de se verificar o comportamento mecânico do CAA com baixo consumo de cimento e compará-los com os modelos em concreto de referência. Esta etapa será subdividida em duas partes. A primeira refere-se aos ensaios de caracterização dos materiais empregados e as etapas necessárias para obtenção dos concretos de baixo consumo de cimento e dos concretos de referência. E por fim a segunda, refere-se aos ensaios de caracterização mecânica, compreendendo a determinação da resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade dos concretos produzidos.

A terceira parte consistirá da comparação dos resultados obtidos experimentalmente com os valores teóricos e experimentais disponíveis na literatura técnica.

## **1.4 Estrutura do trabalho**

A pesquisa foi estruturada em sete capítulos. O primeiro capítulo – INTRODUÇÃO – tem por finalidade introduzir o assunto de forma genérica, destacando a importância do tema e justificando a necessidade de pesquisas relacionadas a esta área de conhecimento. Os objetivos gerais e específicos, as limitações, o delineamento da pesquisa e a estrutura do trabalho foram descritos neste capítulo.

No segundo capítulo – “CONCRETOS COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO” – é realizada uma revisão bibliográfica, a qual aborda os assuntos de interesse a esta pesquisa, com alguns conceitos, a situação atual de consumo de cimento no Brasil, e como isto impacta na sustentabilidade da indústria do concreto

O capítulo três – “CONCRETO AUTOADENSÁVEL”- apresenta um levantamento bibliográfico sobre os concretos autoadensáveis, onde se detalham aspectos de produção, propriedades reológicas, aplicações, materiais constituintes, ensaios de controle e metodologias de dosagem.

No capítulo quatro – “PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL” – contempla o planejamento experimental empregado no estudo, bem como métodos utilizados e a caracterização dos

materiais necessários à realização da pesquisa. São apresentados os resultados obtidos nas variáveis de respostas avaliadas na pesquisa

No capítulo cinco – “ANÁLISES E RESULTADOS” –Além de comparar os concretos com baixo consumo de cimento com os concretos de referência, realizou-se comparações com resultados similares encontrados na literatura técnica, de acordo com a revisão bibliográfica realizada.

No capítulo seis – “CONCLUSÃO” – traz as conclusões e principais observações realizadas nesta pesquisa, além de sugestões para futuras pesquisas.

Por fim o trabalho apresenta ainda as Referências Bibliográficas.

## **2 PRODUÇÃO DE CONCRETO COM BAIXO CONSUMO DE CIMENTO**

Neste capítulo será apresentada a situação atual do problema em questão, consumo de cimento no Brasil e no mundo e de que maneira este impacta na sustentabilidade da indústria do cimento. Dados que refletem a situação brasileira serão apresentados, como o consumo de cimento, emissão de CO<sub>2</sub> e teores usuais de clínquer no cimento, energia necessária para fabricação e produção. Aspectos técnicos vantajosos devido a adoção do baixo consumo de cimento serão analisados, bem como limites mínimos impostos por convenções normativas e diversos indicadores de baixo consumo. Finalmente, discorrendo sobre metodologias que podem ser adotadas para obter menores consumos de cimento.

### **2.1 Indústrias cimenteiras e consumo de cimento**

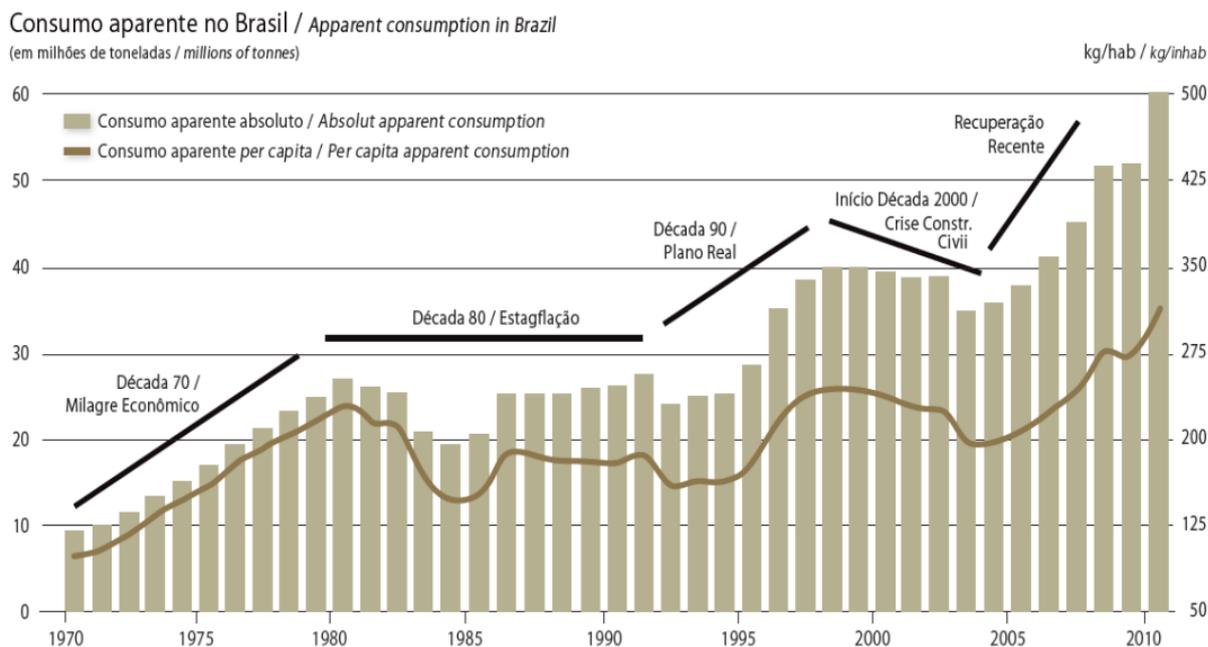
Após uma fase precursora, mais precisamente no final do século XIX, o cimento começou a ser produzido no Brasil em escala industrial a partir de 1926. Na década de 1970, a produção cresceu intensamente, com uma elevação do patamar de 9,8 milhões de toneladas por ano para 27,2 milhões de toneladas no início dos anos 1980, período em que a recessão da economia nacional provocou queda no consumo (SNIC, 2014).

Ao longo dos anos 1990 houve uma retomada no crescimento do consumo de cimento, que provocou grande aumento de sua produção. A produtividade desenvolvida na época da estagnação foi extremamente eficaz para a obtenção dos resultados nessa fase. O ano de 1999 foi excepcional, alcançando 40,2 milhões de toneladas de cimento devido, especialmente, ao advento do Plano Real (SNIC, 2014).

A partir de 2000, a produção sofreu queda resultante das sucessivas crises mundiais e consequente instabilidade econômica, conforme a Figura 2.1. Desde 2004 o consumo se estabilizou, indicando o início de uma retomada do crescimento da produção e do consumo do

cimento.

**Figura 2.1 - Consumo aparente de cimento no Brasil**



Fonte: SNIC (2014).

O consumo de cimento voltou ao patamar de 40 milhões de toneladas no ano de 2006, com o aquecimento da construção civil. Apesar da grande crise mundial iniciada em 2008, o Brasil apresentou consumo recorde de cimento superando a marca de 51 milhões de toneladas, colocando o país como o 5º maior consumidor mundial do produto (SNIC, 2014).

No ano seguinte, o mercado atingiu o número de 45 milhões de toneladas de cimento consumidas no país. Em 2012, o consumo de cimento no Brasil superou a marca de 69 milhões de toneladas conforme os dados apresentados pelo Sindicato Nacional da Indústria do Cimento (SNIC, 2014).

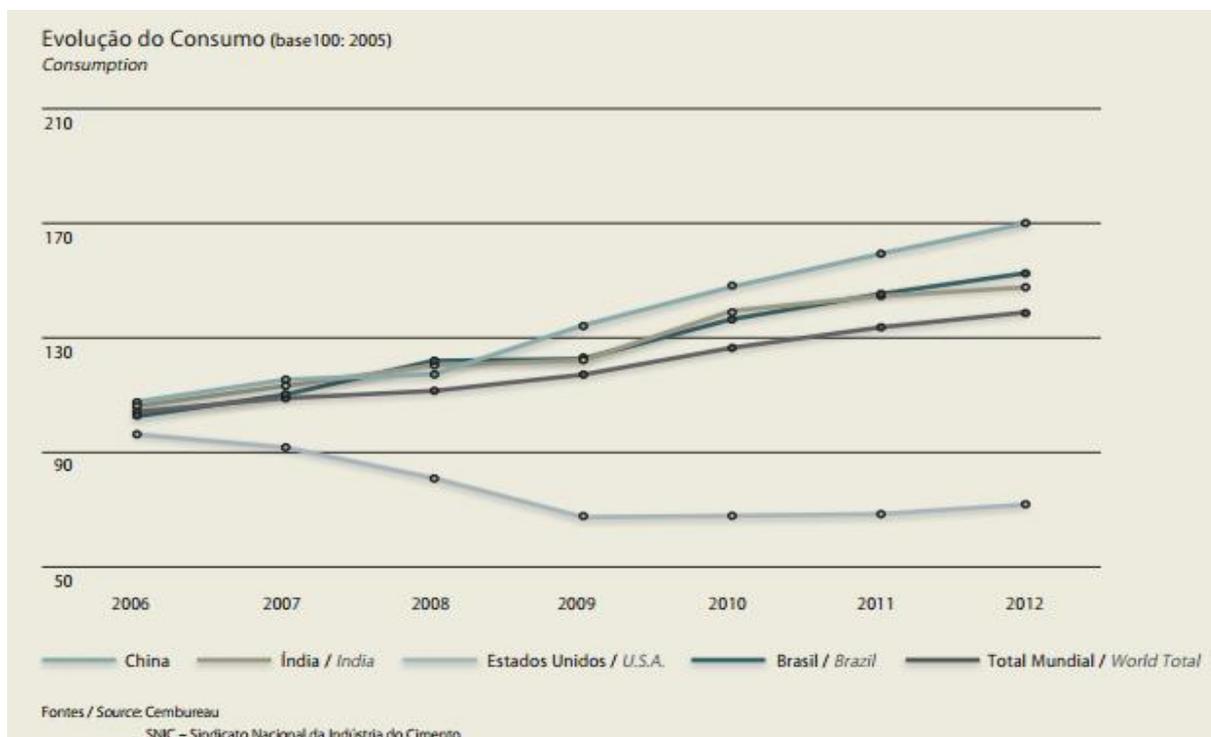
Em 2012 a indústria brasileira de cimento produziu aproximadamente 69,2 milhões de toneladas de cimento, o que representa um aumento de 17% em comparação a produção de 2010, quando foram produzidas 59,1 milhões de toneladas. Nesses mesmos dois anos o consumo mundial de cimento passou de 3.357 milhões para 3.809 milhões de toneladas, representando um aumento de 13% (SNIC, 2014).

Na Figura 2.2 é apresentada a evolução do consumo mundial nos principais países em processo de desenvolvimento (SNIC, 2014). Os dados são apresentados percentualmente em relação aos consumos de 2006. Nota-se claramente uma tendência de crescimento contínua.

Segundo Müller e Harnisch (2008), até o ano de 2030, a continuidade de desenvolvimento

das principais economias mundiais levará o consumo de cimento para aproximadamente 5.000 milhões de toneladas/ano, um aumento de quase 30% em relação ao ano de 2012.

**Figura 2.2 - Evolução do consumo do cimento**



Fonte: SNIC (2014).

Números mais conservadores são apresentados por empresas e estudiosos, como o Painel Intergovernamental de Mudanças Climáticas (IPCC), aponta para 2030 uma produção de 5.251 a 6.517 milhões de toneladas de cimento por ano nos cenários econômico, tecnológico e populacional, de acordo com Bernstein *et al.* (2007). Estima-se em média que a produção de cimento cresça 2,5% ao ano. Na Ásia é previsto 75% do consumo mundial. O consumo anual de cimento em 2050 deverá estar entre 4.933 e 5.719 milhões de toneladas.

Independentemente das estimativas diferenciadas, todos os prognósticos apontam para um aumento considerável do consumo de cimento para as décadas seguintes. Como reflexo do crescimento deste consumo pode-se citar o aumento do uso de energia e as emissões de CO<sub>2</sub>, a necessidade de instalação de novas unidades industriais, a dificuldade de manter as fontes de matérias-primas necessárias para a fabricação do cimento e a maior demanda de transporte para escoar a produção (REBMANN, 2011).

O setor da construção civil tem ganhado importante destaque no cenário mundial quando se trata de utilização dos recursos naturais. Segundo Tavares (2006), este setor é responsável

pelo consumo de 50% de recursos naturais e 40% dos insumos energéticos de todas as fontes.

Para suprir a demanda do mercado da construção civil em plena expansão, nas últimas duas décadas, grandes grupos fabricantes de cimento Portland foram criados no mundo todo. O resultado deste investimento foi o aumento da produção de cimento mundial em 100% nos últimos dez anos, principalmente em países como China e Índia. Este fenômeno é resultado direto do rápido crescimento econômico e, conseqüentemente, da grande necessidade de infraestrutura para uma população de bilhões de pessoas (BRITISH GEOLOGICAL SURVEY, 2005).

O cimento Portland é o segundo item mais utilizado pelo ser humano e é constituído a partir de uma mistura de até 80% de calcário e de até 20% de argila, além de areia e minério de ferro como corretivos. Tais matérias-primas fornecem os compostos:  $\text{CaCO}_3$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ,  $\text{SiO}_2$ , necessários para a formação do quarteto principal do cimento, que são:  $\text{C}_2\text{S}$ ,  $\text{C}_4\text{AF}$ ,  $\text{C}_3\text{A}$  e  $\text{C}_3\text{S}$ ; dando origem ao clínquer, principal constituinte do cimento Portland. O clínquer é moído juntamente com a adição de sulfato de cálcio ( $\text{CaSO}_4$ ) e demais adições de acordo com o tipo de cimento que se deseja obter (ABCP, 2002).

A fabricação de cimento Portland implica num elevado consumo de energia térmica e elétrica, devido o processo ser realizado em altas temperaturas. Com as leis ambientais cada vez mais rigorosas, as indústrias cimenteiras buscam alternativas para amenizar seus impactos no meio ambiente, buscando o enquadramento nos padrões de emissões de poluentes exigidos. No intuito de diminuir os custos com o consumo de combustível fóssil (fonte não renovável), a técnica de co-processamento vem sendo empregada para introduzir combustíveis alternativos como parte do processo de fabricação (SNIC, 2014).

O co-processamento proporciona um custo menor de produção, já que introduz como combustíveis resíduos provenientes de diversas atividades industriais, além de contribuir com a diminuição do passivo ambiental, uma vez que estes resíduos gerariam quando descartados em locais impróprios.

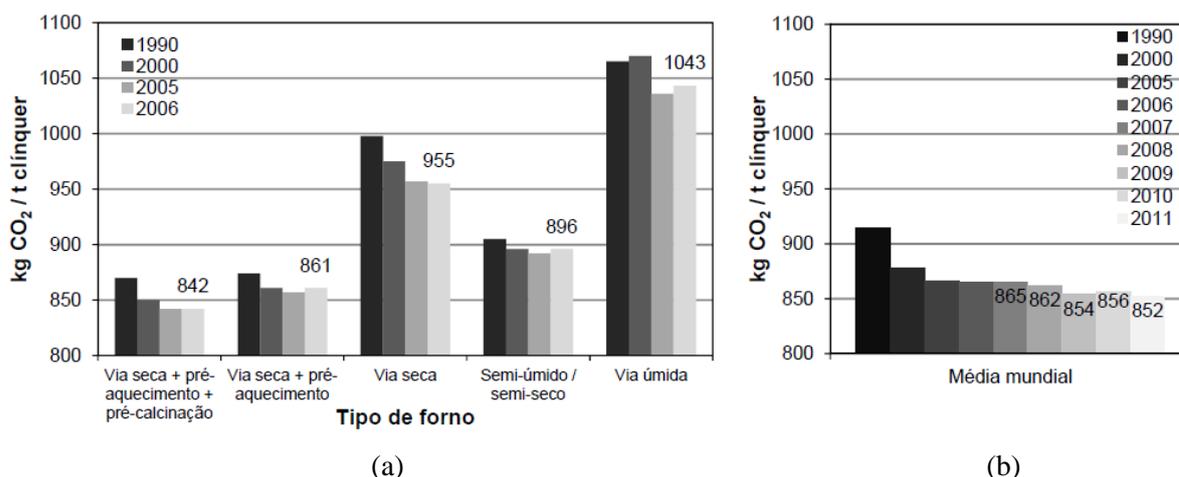
Atualmente, as indústrias cimenteiras enfrentam um grande desafio: a busca por um produto final de baixo custo, uma vez que seu valor de mercado se encontra baixo. A situação induz o setor a buscar tecnologias que permitam o uso de matérias-primas e combustíveis com menores custos e menores possibilidades de emitirem poluidores, mantendo a qualidade final do produto: o cimento Portland (SALOMON, 2002).

A quantidade de energia térmica necessária para a produção do clínquer depende da eficiência do forno e do tipo de energia utilizada. Estimativas indicam consumos de energia térmica para produção de clínquer variando de 3,4 a 5,3 GJ/t, com média em 4,4 GJ/t (IEA,

2007).

A Figura 2.3 apresenta as emissões de CO<sub>2</sub>/ ton clínquer divididas por tipo de forno e por ano.

**Figura 2.3 – Médias de emissão de CO<sub>2</sub>/ ton clínquer: (a) divididas por tipo de forno e ano (b) média mundial**



Fonte: WBCSD/CSI, 2009 e WBCSD/CNR, 2011.

Conforme a Figura 2.3, a variação depende principalmente da modificação do tipo de forno. Como a maior parte da produção já migrou para os sistemas mais eficientes – em 2011, mais de 68% já ocorria por via seca com pré-aquecimento e pré-calclinação (WBCSD/CNR, 2011), o potencial de redução deve ser cada vez menor com o passar do tempo. Porém, contrariando esta previsão, a Tabela 2.1 apresenta o cenário WBCSD/IEA (2009) para a evolução do teor de clínquer médio no cimento e emissões de CO<sub>2</sub> do cimento, de 2012 a 2050, baseado em dados industriais dos participantes. A partir dos dados, é possível calcular as emissões de CO<sub>2</sub>/ ton de clínquer (mesma tabela). A previsão apresentada é a diminuição das emissões até 2050 em quase 40% com relação às emissões de 2012.

**Tabela 2.1- Cálculo das emissões de CO<sub>2</sub> por toneladas de clínquer a partir dos dados da WBCSD/IEA (2009)**

Ano	2012	2015	2020	2025	2030	2050
Teor de Clínquer	0,77	0,76	0,74	0,735	0,73	0,71
Kg CO <sub>2</sub> / ton cimento	750	660	620	590	560	420
Kg CO <sub>2</sub> / ton clínquer	974,03	868,42	837,84	802,72	767,12	591,55

Fonte: WBCSD/IEA (2009).

Mesmo que as emissões específicas do clínquer diminuam conforme a Tabela 2.1, isto será

compensado pelo aumento estimado da produção de cimento.

Conforme o Ministério de Minas e Energia (2010), aproximadamente 90% das emissões de CO<sub>2</sub> oriundas da fabricação de cimento ocorrem durante a produção do clínquer, nos processos de calcinação, descarbonatação da matéria-prima, na queima de combustíveis no interior do forno e também do transporte de matérias-primas e das emissões pelo consumo de energia elétrica na fábrica.

É importante destacar que em todas as etapas de produção do cimento são consumidos insumos energéticos, além de eletricidade, carvão mineral e outras fontes de energia. Já no que diz respeito à emissão de gases para a atmosfera:

“A indústria do cimento é a maior emissora de CO<sub>2</sub>, pois, além do uso de combustíveis fósseis para geração de energia térmica, ocorrem emissões adicionais pela calcinação de calcário durante a produção do clínquer. Assim, a fabricação de cimento acaba sendo responsável por 4 a 5% de todo o CO<sub>2</sub> despejado na atmosfera por atividades humanas” (MARLAND<sup>1</sup>, 2003 *apud* TAVARES, 2006, p. 98).

Mediante a eficiência e tipo do processo adotado para produção e tipo de energia utilizada, a emissão de CO<sub>2</sub> varia entre 824 e 1152 kg por tonelada de clínquer (YAMAMOTO *et al.*, 1997).

O teor do clínquer no cimento varia conforme o tipo de cimento, levando a uma ampla variação na emissão de CO<sub>2</sub> dos cimentos. Josa *et al.* (2004) realizaram um levantamento de uma variedade de cimentos na Europa e verificaram teores de clínquer entre 20 e 100%, levando a uma faixa de emissão de CO<sub>2</sub> entre 212 e 918 kg por tonelada de cimento. Segundo IEA (2007) as emissões variam de 650 a 920 kg de CO<sub>2</sub> por tonelada de cimento, com média ponderada de 830 kg. A CSI (2009) contabiliza 866 kg de CO<sub>2</sub> por tonelada de clínquer e média de 679 kg de CO<sub>2</sub> por tonelada de cimento.

De acordo com Worrel *et al.* (2001) as emissões de CO<sub>2</sub> podem chegar a média de 814kg (222 kg de carbono), e Humphreys e Mahasenán (2002) de 870 kg por tonelada de cimento. E ainda Bernstein *et al.* (2007) afirma que pode ocorrer uma variação devido aos locais de fabricação, como 700 kg (Europa Ocidental), 730 kg (Japão e Coreia do Sul), 900 kg (China),

---

<sup>1</sup> MARLAND, G.; BODEN, T.A.; ANDRES, R. J. Global, Regional, and National CO<sub>2</sub> Emissions. In Trends: A Compendium of Data on Global Change. Carbon Dioxide Information Analysis Center, Oak Ridge National Laboratory, U.S. Department of Energy, Oak Ridge, Tenn., U.S.A. 2003.

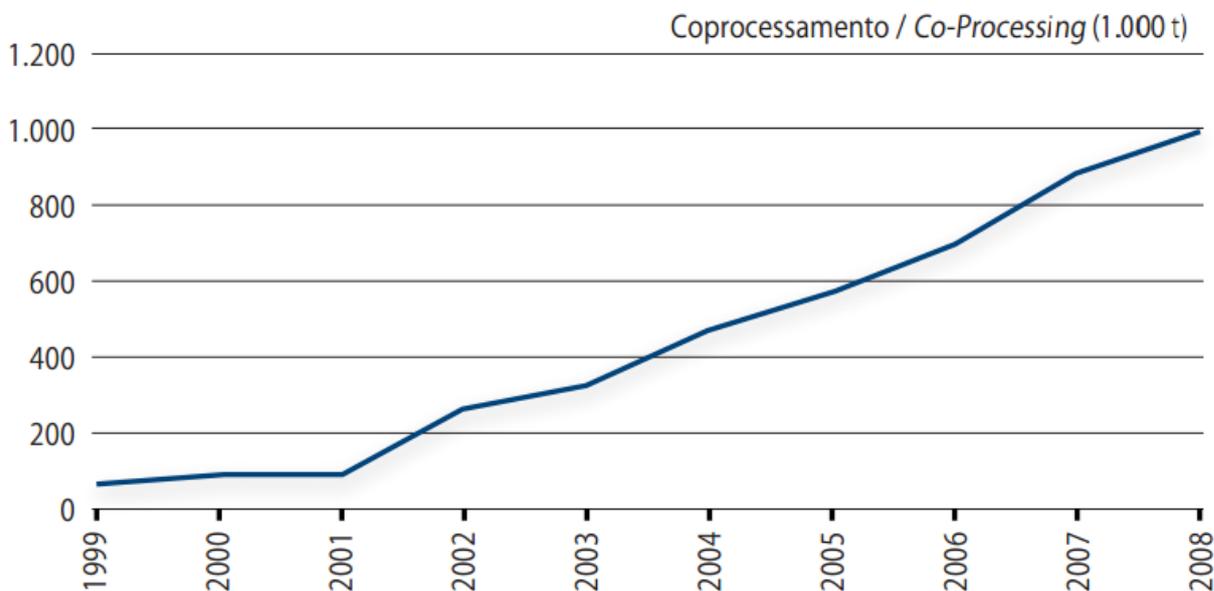
930 kg (Índia) e 925 kg (EUA). Essas diferenças de valores se dão pela porcentagem variada de clínquer no cimento e eficiências energéticas distintas utilizadas, sendo estes dois itens os de maior potencial para permitir redução de emissões.

Mediante os dados apresentados pelo CSI (2009), para o ano de 2050 as emissões poderão atingir um patamar de 636 a 693 kg de CO<sub>2</sub> por tonelada de cimento, gerando, com isto, aproximadamente 2.337 a 2.796 milhões de CO<sub>2</sub> anualmente. Estes prognósticos são para cenários de baixa e alta demanda de cimento e com tecnologias e processos de produção comparáveis aos atuais. Redução no teor de clínquer, maior eficiência energética e uso de combustíveis alternativos poderiam reduzir as emissões para valores entre 352 e 426 kg por tonelada de cimento.

Algumas decisões e metodologias vêm sendo adotadas pelas indústrias cimenteiras para que ocorra a redução da emissão de CO<sub>2</sub>. De acordo com Damineli *et al.* (2010), a redução do teor de clínquer, substituindo-o por adições minerais, aumento da eficiência energética e uso de combustíveis alternativos, são possíveis sugestões que contribuem com esta redução. Pode-se reduzir até 30% desta emissão, desde que ocorra a combinação dos dois primeiros itens mencionados (HUMPHREYS; MAHASANAN, 2002).

De forma geral, abrangendo toda a indústria da construção civil com concreto, Mehta (2008) apresenta algumas sugestões divididas em três níveis para a diminuição da emissão de CO<sub>2</sub>: menor consumo de concreto nas estruturas, menor consumo de cimento no concreto e menor consumo de clínquer no cimento. Com a combinação destas três ações tornaria possível uma redução de 40 a 50% no consumo do clínquer, cuja produção é o item principal de emissão de CO<sub>2</sub>.

A utilização de combustíveis alternativos está cada vez mais presente na produção do cimento, a partir do co-processamento, que é a queima de resíduos industriais e de passivos ambientais, entre outros, nos fornos usados para fazer cimento. A grande maioria das fábricas no Brasil está licenciada para co-processar resíduos. Essas fábricas representam mais de 80% da produção nacional de clínquer. A Figura 2.4 mostra a evolução do co-processamento na indústria de cimento no Brasil (SNIC, 2009).

**Figura 2.4- Evolução do co-processamento no Brasil entre 1999 e 2008**

Fonte: SNIC (2009).

Segundo Mokrzycki e Uliasz-Bochenczyk (2003), o uso de resíduos como combustíveis alternativos pela indústria de cimento é justificado tanto ecologicamente quanto economicamente. Eles concluem que o uso desses combustíveis alternativos pode ajudar a reduzir os custos da produção de cimento.

Apesar do co-processamento estar aumentando no Brasil, ao se comparar os números da indústria brasileira de cimento com os números de outros países, percebe-se que ainda há muito que se fazer. O índice de substituição de combustível por resíduos chega a 83% na Holanda, e a 47% na Suíça (WBCSD, 2009), enquanto no Brasil, esse percentual atualmente é de, aproximadamente, 15% (SNIC, 2009).

Ainda segundo o relatório do WBCSD (2009), o uso de combustíveis alternativos seria viável economicamente para a indústria de cimento até o ano de 2030, quando os preços alcançariam valores 30% superior ao dos combustíveis tradicionais. Até o ano de 2050 é esperado um aumento no preço dos combustíveis alternativos de até 70%.

O uso de combustíveis alternativos ainda gera muita controvérsia no que diz respeito à queima de substâncias perigosas, incluindo a preocupação de ONGs, comunidades locais e agências reguladoras sobre as emissões de metais pesados e dioxinas. Entretanto, medições sob condições controladas mostram que a queima desses resíduos não resulta necessariamente em maiores emissões. Estudos recentes mostram que as emissões de dioxinas de um forno médio de cimento são tipicamente bem mais baixas que os seus limites de emissão, e na maioria dos

casos, essas emissões podem ser facilmente controladas (WBCSD, 2009).

Outro método alternativo para diminuir a emissão é a captura do CO<sub>2</sub> durante o processo fabril e posterior armazenamento em estruturas geológicas estanques ou nos oceanos. De acordo com Anderson e Newell (2004), estima-se que seja possível desta forma reduzir as emissões de CO<sub>2</sub> em 65 a 70%, porém a um custo elevadíssimo de US\$ 49 a 250 por tonelada de CO<sub>2</sub>, sendo que atualmente o custo de fabricação do cimento varia de US\$ 80 a 136 por tonelada (JP MORGAN<sup>2</sup>, 2009 *apud* SNIC, 2009).

Vale a pena ressaltar que as medidas de redução de consumo de cimento no concreto são medidas que possibilitam a redução de CO<sub>2</sub> sem impactar muito no custo final do concreto, enquanto que para outras alternativas chega-se a estimar custos que poderiam dobrar o valor atual do cimento (SNIC, 2009).

Atualmente no contexto brasileiro há previsão normativa que permite a substituição de até 70% de clínquer por escória de alto forno (ABNT NBR 5735:1991) e de até 50% por pozolanas (ABNT NBR 5736:1991).

O objetivo de redução do cimento não se limita apenas por preocupações e questões ambientais, econômicas ou técnicas, mas também pelo viés da sustentabilidade e pelo aumento da viabilidade do negócio do cimento. Devido aos grandes investimentos e condições em infraestrutura que o Brasil deverá apresentar em alguns anos em função dos amplos eventos esportivos e programas governamentais de infraestrutura e habitação, demandarão um aumento adicional do consumo de cimento (SNIC, 2014). Sendo assim, é necessária a abertura de novas unidades fabris, exigindo não somente grandes investimentos em instalações e equipamentos, mas também na concessão e exploração de novas fontes de matérias-primas, cada vez mais difíceis e com preços de aquisições altíssimos, devido às crescentes exigências dos órgãos ambientais.

Em função da grande demanda energética, um crescimento acentuado na produção de cimento pode ser limitado pelo mercado de energia, que depende do mercado internacional e de fatores ambientais (SNIC, 2009). Vale ressaltar que há menos de 18 anos o Brasil enfrentou grave crise energética, fazendo-se necessárias campanhas de racionamento de energia nos períodos críticos.

Outro impacto está na demanda de fretamento rodoviário para transporte do produto. Segundo SNIC (2009), 94% da produção brasileira de cimento é transportada por rodovias. Em momentos de pico de demanda a disponibilidade de caminhões, principalmente para transporte

---

<sup>2</sup> JP MORGAN. **Construction and Building Materials Sector**. Set. 2009.

a granel, pode se tornar crítica.

Algumas características específicas da produção do cimento tornam sua logística bastante complexa: trata-se de produto consumido durante o ano inteiro, sem interrupções; deve estar presente em todas as regiões do país, pois é imprescindível em quase todos os tipos de obras; dois terços são distribuídos através da cadeia da revenda; apresenta baixa relação preço/peso; requer estocagem em condições especiais, pois é perecível e em prazos limitados há poucos dias.

Por todos esses motivos, o peso da logística do cimento é maior do que em diversos outros segmentos de bens de consumo. Dessa forma, a localização das fábricas deve se dar a distâncias relativamente pequenas de seu mercado alvo. De acordo com SNIC (2014), no ano de 2013 o modal de transporte mais utilizado pela indústria foi o rodoviário, com 96% do total de cimento transportado, o que, também, contribui para o já citado elevado peso da logística no setor (Tabela 2.2).

**Tabela 2.2- Despacho de cimento em 2013**

<b>REGIÃO</b>	<b>Rodoviário</b>	<b>Ferroviário</b>	<b>Hidroviário</b>	<b>Rodo-Fluvial</b>	<b>Total</b>
<b>Norte</b>	3016	-	24	504	3544
<b>Nordeste</b>	13805	120	-	-	13925
<b>Centro-Oeste</b>	8287	-	-	-	8287
<b>Sudeste</b>	28579	1830	-	-	30409
<b>Sul</b>	10076	-	-	-	10076
<b>Sub-Total</b>	63763*	1950*	24*	504*	66241*
		Ajustes**			3721
		Total			69692

\*Dados em toneladas

\*\* Dados estimados

Fonte: adaptada de SNIC (2014).

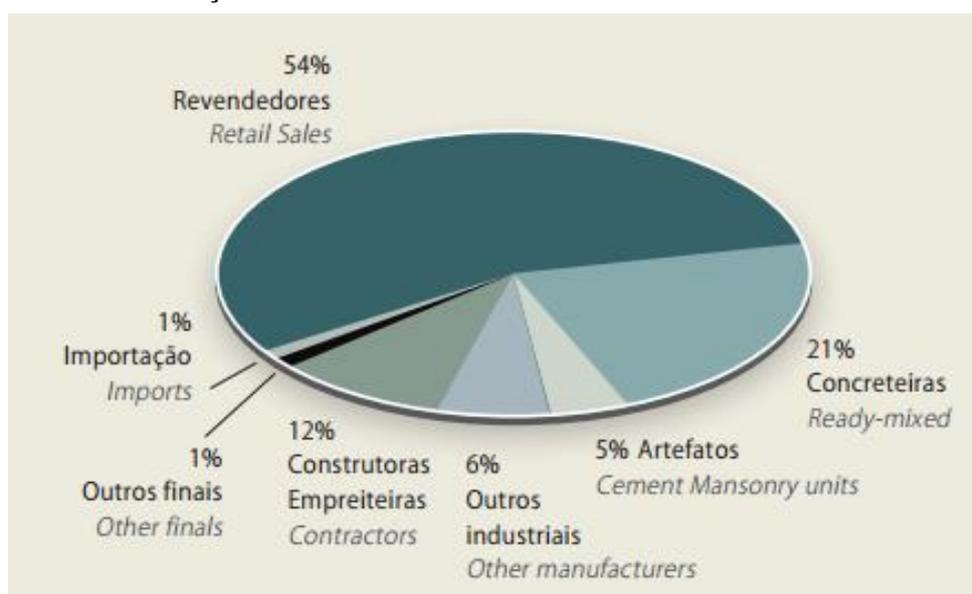
Segundo a WBCSD (2009), o raio de distribuição do cimento atinge em média 300 a 500 quilômetros nas regiões Sul/Sudeste, e pode chegar a mais de 1000 quilômetros no Norte/Nordeste. Na região Norte existe a necessidade do uso do modal hidroviário devido às características da região.

O sistema ferroviário, apesar de ter adquirido mais qualidade com as privatizações, ainda tem pouquíssima utilização para o transporte de cimento, em parte devido a disputas com outros produtos. Os principais concorrentes no transporte do cimento são o aço, os minérios e os produtos agrícolas. Estes últimos são sazonais, mas a concorrência é direta ao longo do ano (SNIC, 2014).

A produção de cimento em 2011 foi de 63 milhões t/ano e até 2020 será necessário atender a uma demanda de aproximadamente 100 milhões t/ano, alavancada por um

crescimento médio de 6% anuais (SNIC, 2014). Essa estimativa parte da avaliação da onda de desenvolvimento do país, que inclui não apenas os grandes investimentos do setor imobiliário por parte da iniciativa privada e, em especial, pelo governo, mas também a demanda de grandes projetos, como o Programa Minha Casa, Minha Vida, as obras do PAC I e II, as obras para a Copa do Mundo (2014), os Jogos Olímpicos Rio 2016 e outros eventos que estarão acontecendo até 2020 (Figura 2.5).

**Figura 2.5- Perfil da distribuição do cimento consumido no Brasil**



Fonte: SNIC (2014).

De acordo com SNIC (2014), o país também precisa fazer frente às necessidades de infraestrutura em saneamento, estradas, túneis, ferrovias, metrô, portos, hidrelétricas, entre outras, em todas as regiões do Brasil, suprimindo ainda as necessidades nas áreas de serviços e segmentos comerciais, tais como escritórios, lojas e shopping centers, que também gerarão demandas, exigindo ainda mais do mercado da construção civil.

O consumo per capita de cimento no Brasil no ano de 2010, de 311 kg/hab., ainda era muito baixo em relação a diversos países do mundo. A expectativa é de que o Brasil, com o crescimento previsto, atinja até 2020 o consumo per capita de 400 kg/hab., ainda um consumo abaixo da média mundial (SNIC, 2014).

A constatação dessa demanda levou as empresas atuantes no Brasil a anunciarem importantes investimentos no aumento da capacidade instalada, com uma estimativa de expansão para 111 milhões de toneladas em 2016 (SNIC, 2014). O grande desafio do setor, a curto e médio prazo, é produzir cimento para atender à demanda com sustentabilidade e

buscando sempre a melhoria da eficiência energética e a redução das emissões.

## 2.2 Convenções normativas de consumo mínimo de cimento

Acompanhando a evolução da tecnologia dos concretos estruturais e da execução de estruturas cada vez mais arrojadas, a resistência à compressão do concreto estrutural utilizado nas obras tem paralelamente crescido.

Entretanto, mesmo com todo este crescimento tecnológico, o baixo desempenho de algumas estruturas correntes tem sido motivo de preocupação no meio técnico. Conforme Mehta e Monteiro (2014), a agressividade ambiental atual é bem maior do que no passado e, aliado a isto, os recursos tecnológicos disponíveis nem sempre são utilizados. O consumo de cimento interfere diretamente na durabilidade da estrutura, e que por sua vez a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto.

Atendidos os critérios de projeto estabelecidos na NBR 6118:2014 (ABNT, 2014) ensaios comprobatórios do desempenho da durabilidade da estrutura frente ao tipo e ao nível de agressividade previsto em projeto devem estabelecer os parâmetros mínimos a serem atendidos. Na falta desses e devido à existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade, permite-se adotar os requisitos mínimos expressos pela NBR 12655:2015 (ABNT, 2015).

De acordo com a Tabela 2.3 apresentada pela NBR 6118:2014 (ABNT, 2014), o consumo mínimo de cimento varia de 260 a 360 kg/m<sup>3</sup>. Ainda assim, existem restrições quanto ao máximo relação água/cimento e mínima resistência a ser alcançada, não apresentando nenhuma restrição quanto ao tipo de cimento ou dos limites a respeitar do uso de adições e aditivos.

**Tabela 2.3– Características do concreto para atendimento de requisitos de durabilidade**

Concreto	Tipo	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe do concreto (NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
Consumo de Cimento kg/m <sup>3</sup>	CA e CP	≥ 260	≥ 280	≥ 320	≥ 360

Fonte: NBR 6118:2014 (ABNT, 2014).

Na Europa a especificação é dada pela norma CEN EN 206-1:2000 que apenas apresenta informações básicas, cabendo aos países membros o estabelecimento de limites.

A norma Alemã EN 206-1:2000/DIN 1045-2:2008 trata que elementos internos devem apresentar consumo mínimo de 240 kg/m<sup>3</sup> e externos de 280 kg/m<sup>3</sup>, ocorrendo à incorporação de adições minerais, este consumo pode ser reduzido para 270 kg/m<sup>3</sup> (VDZ, 2008). Os valores também variam de acordo com a classe ambiental, independente, do tipo de cimento utilizado (VDZ, 2008).

A norma Britânica BSI BS 8500:2006 apresenta os consumos mínimos de cimentos para concretos estruturais, classificando-os em função da agressividade ambiental, exposição, tipo de elemento, tipo de cimento e cobrimento da armadura, variando de 240 kg/m<sup>3</sup> para ambientes internos a 380 kg/m<sup>3</sup> para ambientes externos.

Ressaltando ainda um caso especial de concreto, aquele compactado por rolos, comumente aplicado em obras como barragens e sub-bases e bases de rodovias, a norma DNIT 056/2004-ES fixa o consumo mínimo de cimento entre 80 e 120 kg/m<sup>3</sup> para sub-base de pavimento rígido. Já a DNIT 059/2004-ES apresenta que o consumo mínimo de cimento para pavimentos rígidos seja de 200 kg/m<sup>3</sup>. Segundo Kuperman (2005) para barragens são comuns 70 kg/m<sup>3</sup>.

### **2.3 Indicadores de baixo consumo de cimento**

Tradicionalmente pode-se expressar a relação entre a massa de cimento utilizada pelo volume de concreto produzido como um fator que mede o consumo de cimento naquela mistura. Em diversos países e no Brasil é adotado o Sistema Internacional de medida que costumeiramente é apresentado em kg/m<sup>3</sup>. Consumos tradicionais enquadram-se dentro do intervalo de 250 a 750 kg/m<sup>3</sup>. O método adotado para expressar o consumo, não se relaciona com as características dos materiais envolvidos e nem do concreto resultante. Nem sempre um concreto com um consumo de cimento maior estará relacionado com uma resistência elevada. Como por exemplo, Tiboni (2007) apresenta dosagens constituintes de mesmo material, onde uma dosagem 1: 6,5 apresentou uma resistência a compressão maior do que uma dosagem 1:3,5. Tal diferença do comportamento mecânico se dá pelo grau de dispersão das partículas devido ao uso diferenciado de superplastificante.

Portanto, pode-se concluir que, um melhor indicativo de consumo seria aquele que

relaciona a quantidade necessária de cimento para produzir certa quantidade de um determinado parâmetro, avaliando, assim, o desempenho obtido pela quantidade de cimento empregada. Pode-se expressar este consumo relativo matematicamente pela equação (REBMANN, 2011):

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

Sendo C o consumo de cimento e p o parâmetro escolhido.

Um dos principais parâmetros utilizados para retratar a eficiência estrutural do concreto é a resistência à compressão aos 28 dias. Desta maneira, um índice de consumo pode ser gerado levando em consideração a resistência obtida pelo concreto, à quantidade de cimento em um m<sup>3</sup> de concreto necessário para se produzir 1 MPa de resistência à compressão. Por exemplo, um concreto convencional, apresentando um consumo de cimento igual a 400 kg/m<sup>3</sup>, atingiu uma resistência à compressão de 35 MPa aos 28 dias, assim, este concreto expressará um C<sub>r</sub> igual a 11,43 kg/m<sup>3</sup> para atingir 1 MPa. Nem todas as situações em que se utiliza o parâmetro da resistência à compressão é essencial, por exemplo, em pisos, a resistência de maior interesse é a tração na flexão. Sendo assim, outros índices podem ser propostos, conforme o parâmetro desejado no momento.

Pode-se também variar este parâmetro, levando em consideração os diversos tipos de aglomerantes empregados na mistura, como sílica ativa, cinza volante, escória de alto forno etc.

Um dos quesitos desta pesquisa é o aspecto ambiental, tendo o interesse em analisar a quantidade de CO<sub>2</sub> emitido por MPa produzido. Este índice de consumo está relacionado à produção de clínquer, principalmente. Algumas características do concreto são consideradas, como por exemplo, o calor de hidratação, pois este aspecto está ligado diretamente à quantidade de clínquer disponível. Ainda assim pode-se propor um índice de kg de clínquer por MPa produzido por metro cúbico de concreto. E por fim, calcular a quantidade de CO<sub>2</sub> emitido por MPa produzido.

Ao considerar concretos de desempenhos elevados com baixos consumos de cimento, encontram-se dados do concreto comercial Ductal® (Vernet<sup>3</sup>, 2004 *apud* DAMINELI *et al.*, 2010) com 1195 kg de aglomerante e 230 MPa de resistência, atingindo consumo relativo de

---

<sup>3</sup> VERNET, C. P. Ultra-Durable Concretes: Structure at the Micro and Nanoscale. **Materials Research Society (MRS) Bulletin**, p. 324-327, May 2004.

aglomerantes de  $5,2 \text{ kg/m}^3$  para 1 MPa. Em uma aplicação de CUAD, na ponte *Gärtnerplätzbrücke* (Figura 2.6) em Kassel/Alemanha, foi desenvolvido um concreto com  $1000 \text{ kg/m}^3$  de aglomerantes, obtendo-se resistência à compressão de 179 MPa, ou seja, consumo de aglomerantes de  $5,6 \text{ kg/m}^3$  para se obter 1 MPa (GOLDBACH; STEHLING, 2008; KRELAUS et al., 2008).

**Figura 2.6- Ponte Gärtnerplätzbrücke em Kassel/Alemanha**



Fonte: Regiowiki (2015).

## 2.4 Elaboração de concretos com baixos consumos de cimento

Nesta seção serão descritas as viabilidades econômicas e técnicas, bem como os procedimentos para a estimativa das quantidades da mistura para a produção de um concreto de baixo consumo de cimento. Também serão apresentados alguns caminhos que permitem a elaboração de bons concretos com consumo reduzido de cimento, sendo necessário ressaltar que as boas técnicas de execução de um concreto devem ser consideradas e não podem ser negligenciadas tais como, cuidados com as formas e armação, precauções no momento de lançamento e adensamento, a cura adequada, planejamento e controle tecnológico dos materiais e do concreto continuam sendo primordiais e de grande importância para obtenção de concretos com bom acabamento, durabilidade e resistência.

Como é de conhecimento geral, a porosidade é um fator que interfere diretamente na

resistência à compressão do concreto. Segundo Neville e Brooks (2013), apesar da porosidade ser um fator fundamental atuante sobre a resistência, na prática é uma propriedade difícil de ser determinada ou mesmo de ser calculada, já que o grau de hidratação não é facilmente determinado, mesmo tendo conhecimento do relação água/cimento.

Alguns procedimentos são adotados com o intuito de reduzir ao máximo possível o número de vazios. A porosidade é consequência da água empregada na mistura, a qual não é consumida no processo de hidratação da pasta de cimento. Quanto maior for o consumo de água, menor será a resistência mecânica à compressão do concreto, decorrente aos espaços ocupados pela água inicialmente e que, posteriormente, serão preenchidos por ar, água livre e grandes cristais de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . A relação do relação água/cimento com a respectiva resistência do concreto foi observada por Duff Abrams e se tornou uma teoria fundamental da tecnologia do concreto, de acordo com Helene (2005).

As propriedades da zona de transição entre o agregado graúdo e a matriz têm grande influência na resistência do concreto, por se tratar de uma região porosa devido à presença de elementos mais frágeis e com propensão de formação de fissuras. Sendo assim, a porosidade da pasta de cimento não é a única razão para a perda de resistência.

A zona de transição geralmente é considerada como o ponto fraco do material, sendo considerada também como fase limitante da resistência do concreto. 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 na sua durabilidade (AÏTCIN, 2000).

Para o ganho de resistência e paralelamente a redução de cimento em concretos, diversos fatores podem ser listados, como a redução do relação água/cimento, melhoria na zona de transição, escolha correta de agregados, máximo preenchimento do volume do concreto pelos agregados, procedimento e eficiência da mistura e os tipos de cimentos a serem empregados.

#### **2.4.1 Relação água/cimento**

De acordo com Neville e Brooks (2013), a relação água/cimento necessária para produzir uma determinada resistência média é melhor quando determinada por meio de relações prévias para misturas produzidas com componentes similares ou pela realização de ensaios utilizando misturas experimentais com os materiais que serão utilizados na produção do concreto.

Chamados também de redutores de água, os superplastificantes possuem alta eficiência, pois são capazes de reduzir a água de amassamento em uma determinada mistura. Quando há a pretensão de reduzir a relação água/cimento sem que ocorra o aumento de cimento, necessariamente será preciso a redução do teor de água na mistura. O método mais eficiente e prático é o emprego destes tipos de aditivos, fazendo com que o consumo da água seja o mínimo possível (NEVILLE E BROOKS, 2013),

A NBR 11768:2011 (ABNT, 2011) define aditivo superplastificante/redutor de água como aquele aditivo que, sem modificar a consistência do concreto no estado fresco, permite reduzir seu conteúdo de água; ou como aquele aditivo que, sem alterar a quantidade de água, modifica a consistência do concreto, aumentando o abatimento e fluidez; ou ainda, como aquele que produz esses dois efeitos simultâneos. A definição de aditivo superplastificante, segundo a mesma norma, é similar à definição de plastificante, apenas ressaltando a diferença na intensidade dos efeitos. Ambos os aditivos devem ter impacto mínimo nos tempos de pega das misturas de acordo com os limites especificados pela classificação dos vários aditivos redutores de água.

Quantidades de aditivos maiores do que o normalmente necessário para o efeito plastificante ou redutor de água podem retardar o tempo de pega, evitando a formação de ligações dos produtos de hidratação<sup>4</sup>.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), quando comparada com a redução da água de amassamento está entre 5 a 10% que é possível por meio de plastificantes comuns, uma redução de água entre 20 e a 30% geralmente pode ser obtida com os superplastificantes, fazendo com que as propriedades mecânicas sejam elevadas.

Os aditivos plastificantes e superplastificantes, são usados em todo o mundo com as seguintes finalidades (MEHTA e MONTEIRO, 2014):

- Reduzir o consumo de água para uma mesma consistência, aumentando, assim, a resistência e a durabilidade do concreto;
- Aumentar a fluidez do concreto sem alterar o consumo de água;
- Reduzir a quantidade de cimento do concreto, mantendo a consistência e a resistência à compressão com o objetivo de reduzir custos e ainda reduzir a retração, a fluência e as tensões térmicas.

A função dos aditivos redutores de água é dispersar as partículas de cimento em hidratação, liberando a água presa entre os grãos de cimento, aumentando, assim, a fluidez da

---

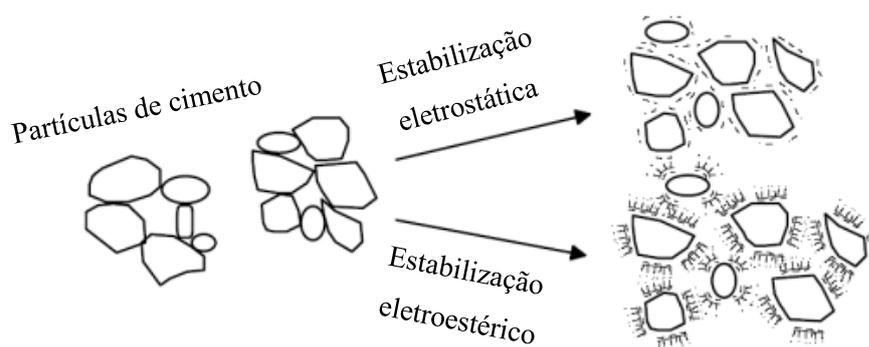
<sup>4</sup> Valores limitantes de consumo, comumente são disponibilizados pelos fabricantes.

mistura.

A melhora na fluidez é conseguida principalmente por uma melhor dispersão das partículas sólidas por meio de forças de repulsão (Figura 2.7), embora outros mecanismos também possam contribuir: redução da tensão de superfície da água; repulsão eletrostática induzida entre as partículas; filme lubrificante entre as partículas de cimento; dispersão dos grãos de cimento, liberando a água aprisionada entre os aglomerados; inibição da reação de hidratação na superfície das partículas de cimento, deixando mais água livre para fluidificar a mistura; mudança na morfologia dos produtos de hidratação; impedimento estérico induzido evitando o contato partícula-partícula (AİTCIN *et. al.*, 1994).

As forças atuantes entre as partículas de cimento compreendem as forças de *Van der Waals*<sup>5</sup> (forças de atração) e as forças de repulsão eletrostática gerada pela carga elétrica presente na superfície das partículas. Porém, com a adição de um aditivo, as forças de repulsão eletrostática são aumentadas e, com isso, forças de repulsão estérica são geradas, realçando o aumento de densidade local causado pela sobreposição de camadas de aditivo absorvido (FLATT e BOWEN, 2003). Assim, a força atuante resultante entre as partículas de cimento em coexistência com um aditivo é representada pela somatória de todas as forças presentes, isto é, pela somatória das forças de atração de *Van der Waals* e das forças de repulsão eletrostática e estérica.

**Figura 2.7- Esboço esquemático do mecanismo de ação de superplastificantes (eletrostática e eletroestérico)**



Fonte: Adaptado Dransfield (2006).

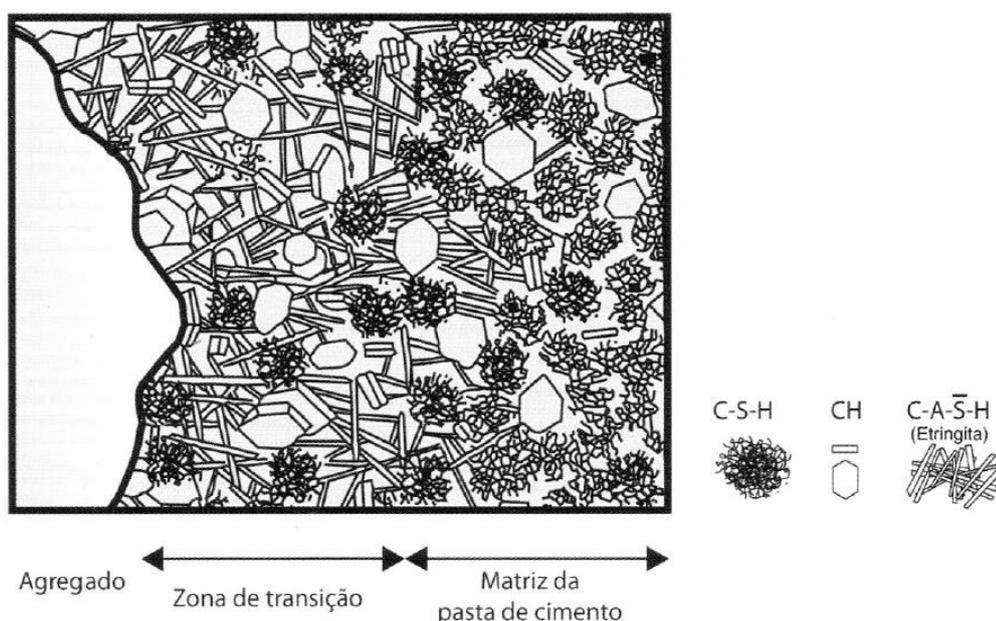
<sup>5</sup> Forças eletrostáticas entre regiões de cargas elétricas opostas na superfície do cimento, que resultante do processo de moagem do clínquer ou adições minerais tipo escórias, pozolanas ou calcário.

## 2.4.2 Zona de Transição

Para obter concretos de melhor qualidade, além da melhoria da matriz cimentícia do concreto, é necessário também melhorar a zona de transição entre a matriz e os agregados.

A zona de transição na interface, geralmente é o “elo mais fraco da corrente”, é considerada como a fase limitante da resistência no concreto. Necessitando, portanto, um cuidado extra para diminuir sua influência negativa. A zona de transição é aquela região situada na interface pasta-agregado, tanto para agregado graúdo quanto para o miúdo. Como a zona de transição depende do tamanho e da forma do agregado, certamente é mais pronunciada em agregados de maior dimensão e com forma angular ou lamelar (REPETTE, 2011). A Figura 2.8 ilustra uma representação esquemática da zona de transição nos concretos.

**Figura 2.8- Representação esquemática da zona de transição e da matriz da pasta de cimento no concreto**



Fonte: Mehta e Monteiro (2014).

Inicialmente, no estado fresco, no concreto recém-compactado, lâminas de água se formam em torno das grandes partículas de agregados. Isso contribui para uma maior relação água/cimento na região próxima ao maior agregado do que longe dele, como por exemplo, na matriz da argamassa (MEHTA e MONTEIRO, 2014). O emprego de superplastificantes para reduzir o consumo de água contribui para a redução de porosidade da zona de interface.

A influência do empacotamento é expressiva no caso de adições muito finas, como sílica

ativa. O uso de sílica ativa em proporções de 5 a 10% já é comum na produção de concretos de alto desempenho. Em adições com granulometrias maiores, como no caso de cinza volante, escória e fíler calcário, que possuem dimensões próximas do cimento, não há efeito de empacotamento (OLLIVIER, MASO e BOURDETTE, 1995). As adições geram efeitos adicionais como a redução da exsudação interna (DAL MOLIN, 2005), segmentação dos poros e homogeneização da pasta por promoverem diversos pontos de nucleação para precipitação dos produtos de hidratação (MEHTA e AİTCIN, 1990).

De acordo com Dal Molin (2005), com a utilização de adições muito finas, estas tendem a se aglomerarem, elevando assim o consumo de água, problema que, facilmente pode ser resolvido com o uso de aditivos superplastificantes, permitindo assim o aproveitamento total do potencial da adição utilizada.

Em geral, a resistência do concreto aumenta com a idade enquanto as partículas não hidratadas de cimento continuam a formar produtos de hidratação, que tendem a reduzir o tamanho e o volume total de vazios, particularmente na zona de transição.

### **2.4.3 Escolha dos agregados**

A seleção de agregados particularmente resistentes não é necessária para a produção do concreto usual. Geralmente, é apenas necessário verificar se as exigências de desempenho das normas para agregados estão sendo atendidas. Em contrapartida, no CAD, a pasta hidratada de cimento e a zona de transição podem ser tão resistentes que se os agregados, particularmente os grãos, não forem suficientemente resistentes, eles podem tornar-se o elo mais fraco dentro do concreto (AİTCIN, 2000).

Os agregados são os elementos que determinarão o limite de resistência à compressão do concreto (SIMPLICIO, 2003). O módulo de elasticidade depende quase que exclusivamente do tipo de agregado empregado na produção do concreto de resistência elevada (AMARAL FILHO, 1998). Tal situação é gerada, pois quando se aumenta a resistência do concreto, principalmente quando a pasta de cimento e a zona de transição são reforçadas, os agregados grãos e miúdos tornam-se o ponto fraco da mistura. Ao realizar a seleção de agregados que apresentam propriedades mecânicas superiores, não influenciará apenas na resistência à compressão, mas também na resistência ao impacto, resistência à abrasão, entre outras propriedades.

De acordo com Aİtcin (2000), quanto maior for a resistência à compressão esperada,

menor deverá ser a dimensão máxima característica do agregado graúdo. Estudos apontam que concretos com resistência à compressão de mais de 125 MPa têm sido produzidos até hoje, com agregado graúdo tendo dimensão máxima de 10 a 14 mm.

Em contrapartida, agregados com dimensões maiores tendem a gerar a formação de interfaces mais porosas, principalmente na face inferior do agregado. Ocorrem preferencialmente em agregados com dimensões elevadas ou com formas alongadas. Mediante a estes a água de exsudação e bolhas tendem a se acumular na face inferior das partículas.

O formato dos grãos e a conformação superficial influenciam muito a trabalhabilidade e as propriedades de aderência do concreto: agregados redondos e lisos facilitam a mistura e o adensamento do concreto; agregados com superfícies ásperas aumentam a resistência à tração.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a forma e a textura superficial das partículas do agregado influenciam as propriedades do concreto no estado fresco do que as no estado endurecido. Comparadas às partículas lisas e arredondadas, as partículas de textura áspera, angulosas e alongadas necessitam de mais pasta de cimento para produzir misturas de concreto trabalháveis e, portanto, o custo aumenta.

Outros cuidados devem ser tomados com relação as substâncias deletérias que podem estar presentes nos agregados, gerando assim efeitos deletérios envolvendo reações químicas no concreto (PEREIRA, 2010).

#### **2.4.4 Preenchimento do volume do concreto pelos agregados**

Com a redução do consumo de cimento será necessário ocupar ao máximo o volume com agregados. Como já mencionado que a porosidade, vazios presentes na mistura, interfere diretamente na resistência do concreto, neste caso, alguns procedimentos deverão ser adotados para diminuir a eminência destes vazios. Um dos métodos mais conhecidos é o processo do empacotamento de partículas.

O estudo do empacotamento de partículas pode ser definido como o problema da correta seleção da proporção e do tamanho adequado dos materiais particulados, de forma que os vazios maiores sejam preenchidos por partículas menores, cujos vazios serão novamente preenchidos com partículas ainda menores, e assim, sucessivamente (DE OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Atualmente, com a utilização de um superplastificante, os concretos de alto desempenho possuem uma maior densidade devido à redução na quantidade de água de mistura. Além disso, componentes finos e ultrafinos, com formato esférico – adições – têm sido adicionados às

misturas tanto para facilitar o autoadensamento quanto para garantir uma melhor compactação e preenchimento dos vazios existentes entre os grãos, aumentando ainda mais a densidade desses materiais (SARI, LABASTIRE e PRAT, 1999). Graças à utilização simultânea de aditivo superplastificante e de adições minerais tem sido possível produzir, em laboratório, concretos com resistência à compressão de aproximadamente 150 MPa (medida em corpos de prova cilíndricos). Esses materiais, considerados de alto desempenho, podem interessar não apenas por causa da elevada resistência mecânica, mas também por outras características, tais como o maior módulo de elasticidade, menor exsudação, menor fluência e retração e maior durabilidade (DE LARRARD e SEDRAN, 1994; HU e DE LARRARD, 1996). Resistências ainda maiores têm sido obtidas devido à utilização de técnicas especiais, como autoclave, compactação sob alta pressão ou impregnação com polímeros; porém, essas técnicas envolvem procedimentos caros e, que às vezes, são difíceis de serem aplicadas em elementos de escala real, como vigas e lajes. Assim, o conceito de uma alta densidade de empacotamento foi recentemente redescoberto como um parâmetro chave para a obtenção de materiais cimentícios de ultra-alto desempenho (CASTRO e PANDOLFELLI, 2009).

De uma forma geral, o empacotamento aleatório de monodispersões esféricas resulta sempre em um mesmo fator de empacotamento ( $\approx 0,60-0,64$ ), porém uma série de fatores pode alterar o empacotamento de um determinado conjunto de partículas. O primeiro a ser considerado é a existência de partículas com distribuições granulométricas diversas alterando a condição de dispersão inicial. Com isso, podem-se obter sistemas com fatores de empacotamento elevados - próximos de 1 - até misturas onde esse fator se aproxima do nível das monodispersões (DE OLIVEIRA *et al.*, 2000).

O outro fator que pode alterar a condição de empacotamento é a morfologia das partículas. Quanto menos esférica for a partícula, menor será a densidade de empacotamento de uma distribuição que a contenha, pois se verifica o atrito entre as partículas a partir do contato de suas superfícies irregulares. Quanto menor o tamanho das partículas irregulares, maior será esse efeito, devido à maior área superficial específica (DE OLIVEIRA *et al.*, 2000).

A porosidade interna das partículas também altera a densidade de um material. As partículas podem ser totalmente densas, com porosidade interna fechada ou com porosidade aberta. Para se obter um empacotamento com densidade máxima, considerando uma determinada distribuição granulométrica, é necessário que se utilizem partículas não porosas; porém essas partículas não são as mais usuais. Para efeito de distribuição granulométrica, as partículas que apresentam porosidade fechada são semelhantes às densas, porém resultam em misturas com densidade superior. Já as partículas que apresentam porosidade aberta perturbam

o empacotamento devido ao seu formato irregular e também resultam em misturas com menores densidades de empacotamento (DE OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Empacotamentos com menor porosidade podem ser obtidos se os vazios existentes entre as partículas de uma dispersão forem preenchidos por partículas menores que os mesmos. Porém, caso sejam introduzidas partículas maiores que os vazios existentes, essas promoverão o surgimento de novos vazios, levando a um aumento na porosidade e redução da eficiência do empacotamento. Assim, a sequência de preenchimento dos vazios existentes entre as partículas, ou melhor, a distribuição granulométrica do sistema determina o aumento ou não da densidade de empacotamento da monodispersão (DE OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Aproximadamente metade das partículas de adições minerais e dos cimentos tem formato próximo ao de uma esfera, porém a porção relativa dessas partículas diminui durante o curso da hidratação de suspensões à base de cimento em decorrência da formação de partículas com forma irregular, o que é mais evidente em misturas contendo sílica ativa. Assim, as primeiras horas da hidratação de suspensões à base de cimento são caracterizadas por variações no diâmetro efetivo e na distribuição granulométrica das partículas. Diversos fatores contribuintes acontecem simultaneamente: por um lado, a dissolução das partículas de cimento e a diminuição do seu diâmetro efetivo; e, por outro lado, a aglomeração das partículas pequenas (LILKOV, DIMITROVA e GAIDARDZHIEV, 1999).

Analisando a influência da distribuição granulométrica sobre a densidade de empacotamento e o grau de hidratação de um sistema à base de cimento, verifica-se que uma distribuição contínua de partículas é muito procurada para o estado de empacotamento, enquanto uma distribuição heterogênea é mais adequada para a taxa de hidratação. Assim, os dois efeitos são exatamente opostos; porém, para as propriedades dos materiais, eles devem ser considerados simultaneamente: por um lado, uma maior densidade de empacotamento é necessária, enquanto que, por outro lado, um maior grau de hidratação é desejável. Resumidamente, o material deve ter a menor porosidade possível (AIQIN, CHENGZHI, NINGSHENG, 1997).

Além disso, a dosagem de uma mistura depende da densidade de empacotamento: a menor porosidade é coincidente com a máxima densidade de empacotamento, onde o grau de hidratação é geralmente menor, definindo a dosagem ótima para uma mistura. Isso mostra que o efeito da densidade de empacotamento é o fator mais importante (AIQIN, CHENGZHI, NINGSHENG, 1997).

### 2.4.5 Procedimento de mistura do concreto

O procedimento da mistura consiste na agitação ou rotação com o objetivo cobrir todas as superfícies dos agregados com pasta de cimento e misturar todos os elementos do concreto até uma massa uniforme. E esta uniformidade não pode ser danificada pelo processo de retirada da betoneira.

Não existem regras gerais para a ordem de colocação dos materiais na betoneira, já que isso dependerá do equipamento a ser utilizado e do tipo da mistura. Geralmente, adiciona-se primeiro uma parcela da água, seguida por todos os materiais sólidos (REBMANN, 2011).

Em qualquer betoneira, é essencial que ocorra uma alternância suficiente de materiais entre as diferentes partes do tambor, de tal maneira que seja gerado um concreto uniforme.

Em canteiro de obra, há uma tendência de realizar a mistura do concreto da maneira mais rápida possível e, em função disso, é importante conhecer o tempo mínimo de mistura necessário para a produção de um concreto de composição uniforme e, conseqüentemente, de resistência adequada. O tempo ótimo da mistura dependerá do tipo e da capacidade do misturador, da velocidade de rotação que o equipamento pode atingir e do volume a ser utilizado dos materiais. De acordo com Neville e Brooks (2013), um tempo de mistura menor que  $1\frac{1}{4}$  minutos produz não uniformidade importante da mistura e resistência significamente menor. Misturas além de 2 minutos não causam melhorias significativas nessas propriedades. A Tabela 2.4 apresenta valores típicos de tempos de mistura para betoneiras de diversas capacidades, sendo o tempo de mistura contado a partir em que todos os materiais sólidos tenham sido carregados.

**Tabela 2.4- Tempos mínimos de mistura recomendados**

Capacidade da Betoneira (m <sup>3</sup> )	Tipo de mistura (min)
0,8	1
1,5	$1\frac{1}{4}$
2,3	$1\frac{1}{2}$
3,1	$1\frac{3}{4}$
3,8	2
4,6	$2\frac{1}{4}$
7,6	$3\frac{1}{4}$

Fonte: ACI 304R-00 e ASTM C 91-05

Quando a mistura se dá por um período prolongado pode favorecer a evaporação da água de amassamento, com a conseqüente perda de trabalhabilidade e um aumento de resistência. Um efeito secundário é a trituração dos agregados, especialmente se forem frágeis. A granulometria se torna mais fina e a trabalhabilidade, menor. Segundo Neville e Brooks (2013), a mistura intermitente entre 3 a 6 horas não é prejudicial em relação a resistência e durabilidade, mas a trabalhabilidade diminui, a menos que a perda de água da mistura seja prevenida. A adição de água para restaurar a trabalhabilidade possivelmente irá gerar a diminuição da resistência e o aumento da retração.

A mistura do concreto e, mais criticamente, a do concreto de alto desempenho, não começam com o lançamento dos componentes no misturador, mas sim com o controle de qualidade dos materiais. Apesar de ser importante um bom controle de qualidade em um concreto convencional, na produção de concreto de alto desempenho esse é um passo crucial. Quanto mais baixa a relação água/aglomerante e quanto mais alta a resistência à compressão estabelecida, mais difíceis as condições de trabalho e mais importante o controle de qualidade.

Para Aïtcin (2000), qualquer falta de qualidade num dos insumos usados rapidamente causará problemas, pois, no preparo do concreto de alto desempenho a margem de segurança não é grande.

O tempo de mistura é usualmente maior para concretos de alto desempenho do que os concretos convencionais, mas é difícil formular regras específicas. O tempo de mistura tem que ser ajustado caso a caso. A mistura é otimizada de modo que qualquer novo acréscimo no tempo de mistura não produza maior homogeneidade ou melhor trabalhabilidade do concreto. Existe ainda um ponto de controvérsia no campo da mistura, que se refere à quando e como deve ser introduzido na mistura o superplastificante. (AÏTCIN, 2000).

Ainda para Aïtcin (2000), independentemente da abordagem seguida para introdução do superplastificante, deve ser mencionado que o abatimento do concreto de alto desempenho não deve ser maior do que 230 mm. Os concretos de alto desempenho com valores mais altos tendem a segregar, a menos que a sua composição tenha sido ajustada.

#### **2.4.6 Tipos de cimento**

Ao se produzir uma mistura de concreto, especialmente quando se tratar de alto desempenho, a primeira decisão tomada é quanto ao tipo de cimento a ser utilizado, isto porque seu desempenho em termos de reologia e de comportamento mecânico torna-se um ponto crítico

a medida que a resistência à compressão desejada aumenta (AÏTCIN, 2000). Portanto, o cimento é um material essencial para produção do concreto. Desta maneira, alguns fatores devem ser considerados, sendo o caso ainda mais complicado pelo fato da existência de interações físico-químicas entre eles. Especificamente na situação do cimento, dentre suas características físicas, a área superficial e a distribuição granulométrica são as mais importantes em termos de fluidez da mistura (OKAMURA *et al.*, 1998).

Visto que a porosidade e a resistência do concreto são determinadas pela relação água/cimento e pelo grau de hidratação da pasta endurecida, os materiais confeccionados com diferentes cimentos apresentarão diferentes propriedades. Assim, sob um mesmo padrão de mistura e cura, um cimento Portland tipo CPV – ARI hidrata-se mais rápido do que um CP I. Então, a baixas idades o concreto confeccionado com CPV – ARI, para uma mesma relação água/cimento, apresenta maior grau de hidratação, menor números de vazios (porosidade) e maior resistência se comparado a um concreto fabricado com cimento Portland CP I nas primeiras idades.

Segundo Neville e Brooks (2013), outras propriedades do concreto podem ser modificadas com a aplicação de variados tipos de cimento. Atualmente, são aplicados concretos brancos ou coloridos por meio do uso do cimento branco aliado a agregados apropriados e pigmentos. Conforme a agressividade do meio o concreto pode ser melhorado com o uso de cimentos resistentes a sulfatos. A temperatura de hidratação do concreto é diretamente modificada pelo tipo de cimento utilizado, e essa temperatura pode promover outras alterações no concreto.

Dentre os parâmetros químicos, aqueles que têm exercido maior potencial de influência sobre as propriedades das misturas são a perda ao fogo, o teor e a morfologia do  $C_3A$ , o teor de álcalis e o tipo de sulfato de cálcio adicionado ao clínquer (AÏTCIN *et al.*, 1994). De tal maneira, o cimento não pode ser considerado como um material cujo comportamento pode ser previsto por uma única variável. Além disso, no caso dos concretos de alto desempenho, a reologia não é mais ditada apenas pela quantidade de água ou pela forma do agregado graúdo, mas sim pelo que hoje é conhecido como compatibilidade entre o cimento e o aditivo usados (AÏTCIN, 2000).

De acordo com Bonen e Sarkar (1995) e Erdogdu (2000), o aspecto principal que governa o comportamento de um superplastificante é a composição do cimento (tipo de clínquer e produtos de hidratação), uma vez que o efeito positivo do aditivo só é verificado se ele melhorar as propriedades do concreto pela reação com os produtos da hidratação do cimento. Isso pode ocorrer tanto pelos efeitos de desaglomeração e dispersão das partículas de cimento quanto pela influência sobre as taxas de reação do  $C_3A$  e do  $C_3S$ , constituintes do cimento.

Consideravelmente a reatividade dos componentes minerais do cimento com a água varia. Assim, é possível modificar as características de desenvolvimento da resistência de materiais contendo este ligante hidráulico pela simples alteração das proporções dos componentes do cimento. Como por exemplo, no fato do cimento Portland, as resistências iniciais (aos 3 e 7 dias) serão altas se o cimento contiver grandes quantidades de  $C_3S$  e  $C_3A$ , enquanto essas serão baixas se o cimento for composto por uma proporção elevada de  $C_2S$ . Adicionalmente, a resistência final (em idades mais avançadas) de um cimento rico em  $C_2S$  deverá ser maior do que a de outro cimento com baixo teor desse componente mineral (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Além da composição do cimento, as taxas de desenvolvimento de resistência podem ser prontamente controladas por meio da adequação da granulometria (área superficial) desse material. Para uma determinada relação água/cimento, a redução do tamanho médio das partículas geralmente resulta em uma maior taxa de hidratação e, assim, em melhores propriedades e maiores resistências nas primeiras idades. Porém, do ponto de vista da durabilidade, cimentos com área superficial superior nem sempre são preferidos; em concretos de alto desempenho, cimentos com granulometria mais grossa podem oferecer desempenho equivalente aos cimentos mais finos em longo prazo, resultando em economia de energia e recursos devido à redução do tempo de moagem (BENTZ *et al.*, 1999).

Segundo Ai Qin *et al.* (1997), as propriedades de um material à base de cimento estão relacionadas com sua porosidade, a qual depende da densidade de empacotamento das partículas e do grau de hidratação do cimento, porém as influências de ambos os parâmetros são opostas: para uma distribuição granulométrica mais aberta, a densidade de empacotamento é maior, enquanto o grau de hidratação é menor; para uma distribuição granulométrica mais estreita, a densidade de empacotamento é menor, mas o grau de hidratação é maior, desde que o tamanho das partículas do cimento seja pequeno.

Portanto, as duas situações devem ser consideradas simultaneamente a fim de se obter a menor porosidade possível: nas primeiras idades, o efeito do empacotamento sobre a porosidade é principal, enquanto o efeito do grau de hidratação é secundário; em idades mais avançadas, os efeitos de ambos os fatores influenciam a porosidade em uma mesma extensão (AIQIN *et al.*, 1997).

No processo de cura do concreto, o procedimento de hidratação resulta na redução e na redistribuição do sistema de poros ativos determinados pela relação água/cimento da mistura; assim, a forma e o tamanho desses poros são influenciados pela entrada e saída de umidade no interior do concreto. De acordo com Yaman *et al.* (2002), a porosidade ativa, consistindo de

capilares e poros de gel, pode ser descrita como canais longos e contínuos quando comparada com a forma (aproximadamente) circular e natureza discreta dos poros inativos (originados pela incorporação ou aprisionamento de ar na mistura). A resistência mecânica e o módulo de elasticidade são reduzidos proporcionalmente com o volume de poros inativos e são influenciados pelo volume de poros ativos e pela umidade dentro deles.

## **2.5 Vantagens adquiridas com o baixo consumo de cimento Portland**

A diminuição do consumo de cimento não tem apenas finalidade de garantir maior duração das jazidas que fornecem matérias-primas para a produção do cimento ou redução dos impactos ambientais provenientes da exploração destas jazidas e da emissão de CO<sub>2</sub>. O uso reduzido de cimento, ou melhor, de clínquer, é também vantajoso sob alguns pontos de vista técnicos. Alguma manifestação patológica ou problema do concreto pode ter origem no alto consumo de cimento.

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 (PEREIRA, 2010).

A importância do calor de hidratação do cimento na tecnologia do concreto tem vários aspectos. O calor de hidratação pode, às vezes, ser desfavorável em estruturas massivas, por ocorrer a elevação da temperatura interna do concreto devido ao calor gerado pelas reações de hidratação e, outras vezes, ser favorável em concretagens com temperaturas ambientes baixas, fornecendo, assim, energia de ativação para as reações de hidratação. Em geral, ao se misturar o cimento com água, uma rápida evolução de calor ocorre e dura alguns minutos. Isso, provavelmente, representa a hidratação da alita e o calor de dissolução de aluminatos e sulfatos (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), para um cimento Portland típico, aproximadamente 50% do calor potencial é liberado nos três primeiros dias, e 70% nos sete primeiros dias de hidratação. Os cimentos Portland do Tipo I, em conformidade com a especificação da ASTM C150, geralmente produz de 80 a 90 cal/g (330 a 370 kJ/kg).

Em peças de grande volume de concreto, o calor gerado no interior tem dificuldade de

difundir para a superfície da peça, sendo que, nas primeiras idades do concreto, a velocidade de geração de calor é maior do que a velocidade de difusão. Esta diferença leva a um aumento gradativo da temperatura e, conseqüentemente, à dilatação térmica da peça.

Com a elevação da temperatura interna, ocorre naturalmente um aumento de volume (dilatação térmica) e, em seguida, com o esfriamento, o volume retrai novamente. Caso ocorra alguma restrição a esta retração, o que pode ocorrer devido a vínculos externos (ou fundações), devido às características geométricas do próprio elemento estrutural ou devido a um gradiente de temperatura entre o núcleo quente e a superfície fria, pode ocorrer o aparecimento de fissuras, pois nestas idades o concreto ainda apresenta baixa resistência à tração. Estruturas projetadas com concreto de alto desempenho, muitas vezes com alto consumo de cimento, podem perder assim parte das características de alto desempenho, pois as fissuras ocasionadas por elevadas temperaturas podem reduzir a capacidade de resistência global da peça estrutural afetada, como nos casos das fundações, grandes lajes maciças, vigas-paredes e pilares-paredes, e ainda tende a diminuir a durabilidade do concreto, já que permite a entrada de agentes agressivos com mais rapidez e facilidade, diminuindo a vida útil estrutural.

Tratando do concreto convencional, o controle do calor de hidratação precisa ser considerado principalmente em estruturas massivas, nas quais a menor dimensão excede a 90 cm. Porém, o uso de aceleradores de pega, alto consumo de cimento ou uso de cimento de alta resistência inicial, podem exigir atenção mesmo em menores dimensões (GAJDA; ALSAMSAM, 2006).

De acordo com Gajda e Alsamsam (2006), tipicamente especificam-se temperaturas máximas de 70 °C e a diferença entre a temperatura máxima no interior do concreto e a temperatura ambiente de até 20 °C. Trata-se de uma regra prática e simples e em casos de interesse, especialmente quando os custos em atender a estas temperaturas se tornam consideráveis, pode-se fazer uma avaliação das propriedades térmicas e mecânicas do concreto e realizar modelagem térmica, demonstrando que as temperaturas atingidas não geram tensões que o concreto não possa suportar.

Ao tratar de estruturas com grandes volumes de concreto, a escolha do tipo do cimento é primordial. O calor a ser gerado no processo de hidratação do cimento depende diretamente das características do cimento, principalmente da quantidade de substituição de clínquer por outros materiais, da finura e de sua composição química.

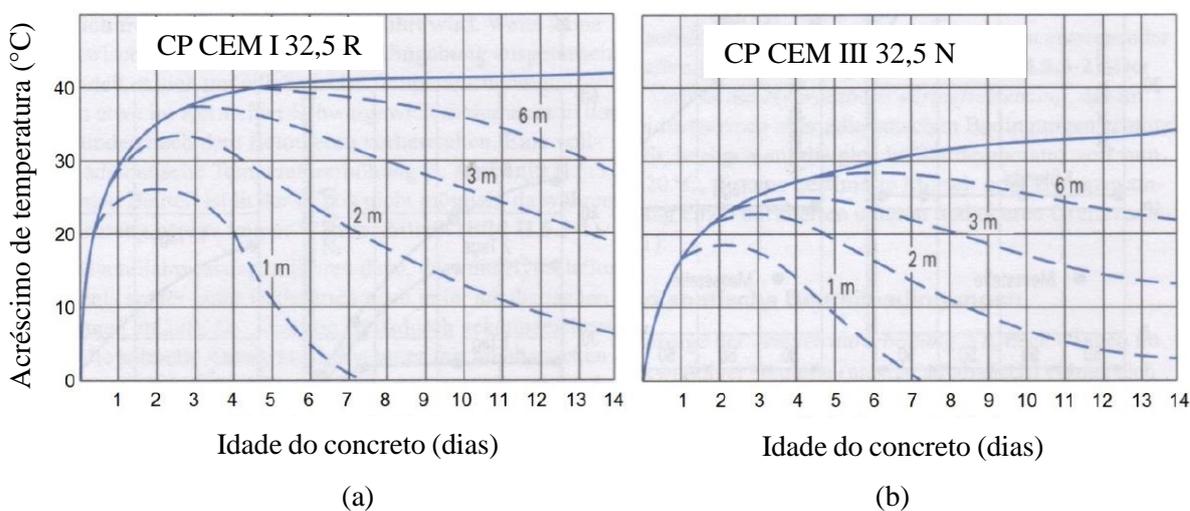
Como a hidratação começa na superfície das partículas do cimento, é a área superficial total de cimento que representa o material disponível para hidratação. Portanto a velocidade de hidratação depende da finura das partículas do cimento e, para um rápido desenvolvimento de

resistência, é necessária uma finura elevada.

A Figura 2.9 ilustra o aumento de temperatura em dois concretos com consumo de 300 kg/m<sup>3</sup> de cimento, quando é variado o tipo de cimento. Os cimentos, de fabricação alemã, são um cimento comum (CEM I) e um cimento de alto forno (CEM III). Segundo VDZ (2008), o cimento tipo CEM I corresponde a um cimento Portland comum, com no mínimo 95% de clínquer (corresponde ao cimento CPI brasileiro). O cimento CEM III corresponde a um cimento Portland de alto forno, em geral com 36 a 80% (recentemente até 70% de escória) de substituição de clínquer por escória de alto forno (correspondente ao cimento CP III brasileiro).

O acréscimo de temperatura em condições adiabáticas é representado pela curva contínua e as curvas tracejadas em condições reais para diversas espessuras. As curvas adiabáticas mostram que há tendência de se atingir com grandes idades temperaturas próximas, independentemente do tipo de cimento. A diferença está na velocidade em que o calor é gerado (VDZ, 2008).

**Figura 2.9 - Desenvolvimento de calor de hidratação em concretos de diferentes espessuras, executados com mesmo teor de cimento Portland comum (a) e cimento de alto forno (b)**



Fonte: VDZ (2008)

Em condição real, os cimentos com baixo calor de hidratação permitem que o calor gerado seja transmitido para o ambiente externo à medida que é gerado, evitando gradientes térmicos acentuados. Mediante ao que é apresentado na Figura 2.9, é possível verificar que para o cimento CEM I, com dois metros de espessura excede os 30 °C de acréscimo de temperatura, enquanto que com CEM III, mesmo com seis metros de espessura, este limite não é ultrapassado. Além disso, um mesmo gradiente de temperatura é alcançado em idades bem

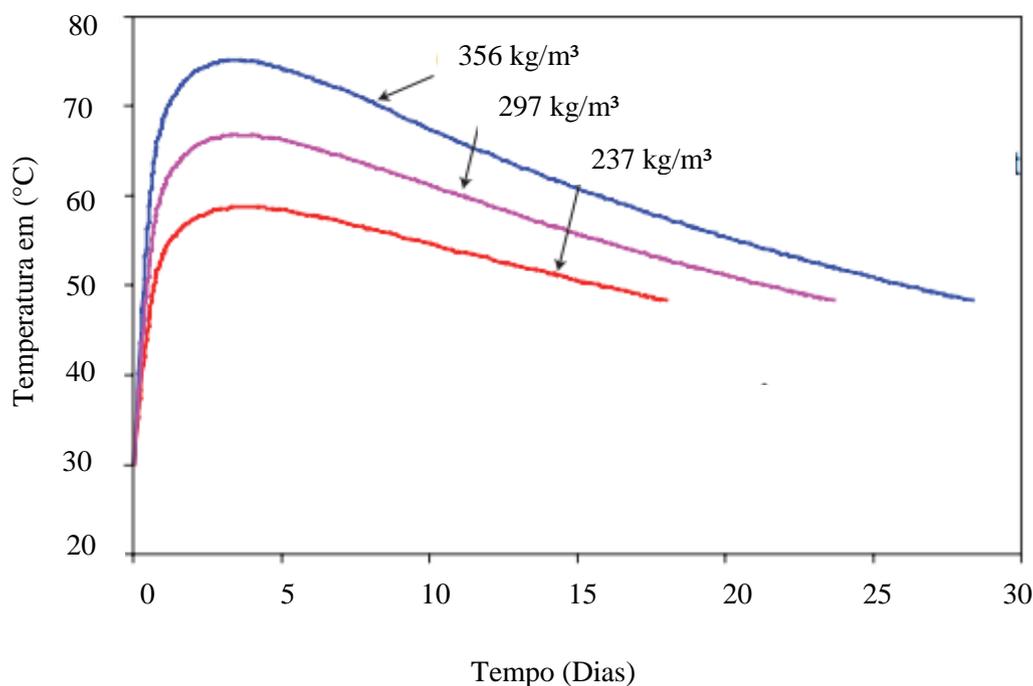
superiores quando o concreto já apresenta maiores resistências, reduzindo os riscos de fissuração. Por exemplo, o cimento CEM I atinge um acréscimo de 25 °C de temperatura com cerca de meio dia de idade, enquanto que o CEM III leva três dias para atingir o mesmo patamar.

Como as taxas de reatividade dos compostos individuais do cimento Portland com a água variam consideravelmente, é possível alterar as características de desenvolvimento da resistência e reduzir a temperatura de hidratação simplesmente alterando as proporções desses compostos. Por exemplo, se elevar o teor de C<sub>2</sub>S, não ocorrerá apenas endurecimento lento, mas também baixa liberação de calor. Existem muitas soluções possíveis para minimizar os esforços necessários para reduzir a temperatura de hidratação como a escolha de cimentos de baixo calor de hidratação, substituição do clínquer por adições minerais (pozolanas, cinza volante ou escória de alto forno), uso de agregados resfriados, água em forma de gelo ou gelada, resfriamento do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2014). De acordo com Gajda e Alsamsam (2006), a adoção de um isolamento superficial por meio de mantas também pode ser empregada em alguns casos para a redução do gradiente de temperatura. As hipóteses aqui apresentadas podem ter um custo financeiro ou operacional consideravelmente alto ou até mesmo depender de equipamentos e materiais não disponíveis no local. Assim, torna-se mais viável a utilização do método de redução do consumo do cimento, ou seja, redução das reações de hidratação.

Uma estimativa é apresentada por Gajda e Alsamsam (2006), que para cada kg de cimento Portland comum (porcentagem aproximada mínima de 95% de clínquer) há um acréscimo de 0,132 °C por metro cúbico de concreto. Para se atingir uma temperatura de 20 °C necessário um consumo mínimo de 150 kg de cimento Portland comum. É necessário ressaltar que a estimativa apresentada só tem validade para elementos estruturais com dimensão mínima de 1,8 m. Em estruturas onde é preciso maiores resistências deve-se aliar ao baixo consumo de cimento outras ações, como por exemplo, a redução da temperatura inicial do concreto, substituição do cimento por adições minerais ou uso de cimentos pozolânicos ou de alto forno.

A Figura 2.10 ilustra a diferença gerada de calor por consumos de cimento e também o maior tempo necessário para retornar a mesma temperatura.

**Figura 2.10- Desenvolvimento de temperatura em concretos com 3,0 m de espessura e diferentes consumos de cimento Portland comum**



Fonte: Gajda e Alsamsam (2006).

De acordo com Mehta e Monteiro (2014), as taxas de desenvolvimento de resistência e a evolução do calor também podem ser controladas pela finura do cimento. Alterando-se as áreas superficiais (Blaine) do cimento de 300 para 500  $\text{m}^2/\text{kg}$ , é possível aumentar a resistência à compressão da argamassa de cimento de 1, 3 e 7 dias em cerca de 50 a 100%, 30 a 60%, e 15 a 40%, respectivamente.

O concreto apresenta deformações elásticas e inelásticas no carregamento e deformações de retração por secagem ou por resfriamento. Quando restringidas, as deformações por retração ou térmicas resultam em padrões de tensão complexos que costumam causar fissuração.

Os efeitos da tensão resultante da retração por secagem e as deformações viscoelásticas no concreto não são iguais. No entanto, nos dois fenômenos, as causas básicas e os fatores de controle têm muito em comum. Discutem-se parâmetros importantes que podem influenciar a retração por secagem e a fluência, tais como o consumo de água e cimento, dentre outros, tornando-se mais uma vez viável o uso de um consumo de cimento limitado.

Segundo Hasparyk *et al.* (2005), o assentamento plástico é um fenômeno decorrente da sedimentação e exsudação, estando relacionado à falta de finos. Elementos estruturais gerados por concreto comum com menor consumo de cimento terá maior tendência a estes fenômenos,

porém procedimentos podem ser adotados para a minimização ou extinção dessa ocorrência, tais como, o ajuste na granulometria do agregado, a adição de finos complementares e a formação de um esqueleto granular compacto de agregados, reduzindo, assim, a tendência de assentamento plástico mesmo com baixo consumo de cimento.

A retração plástica deve-se a perda de água na superfície do concreto ainda no estado fresco (NEVILLE, 1997). A fissuração ocorrerá se não for executada uma cura adequada e a velocidade de evaporação da água da área exposta do concreto for maior que a taxa de água que sobe à superfície por efeito de exsudação. Esse fenômeno está associado à má ou deficiente execução do concreto e ainda, de acordo com Hasparyk *et al.* (2005), é mais frequente e intensa quanto maior for o consumo de cimento, a relação água/cimento e a proporção de finos no concreto.

A retração devido à deformação autógena ocorre em função da reação química entre o cimento e a água que se dá com redução de volume, de tal forma que a água quimicamente combinada (da ordem de 22% da massa de cimento) pode sofrer uma contração de 25% de seu volume original. Essa deformação autógena tende a aumentar em temperaturas muito altas, com teores de cimento maiores, conforme relata Neville (1997). Apesar de ser considerada pouco expressiva, a retração autógena é um fenômeno difícil de ser controlado. Muitos autores afirmam que o simples fato de se fazer um procedimento de cura úmida adequada, seria o suficiente para reduzir a retração autógena, o que não é consenso no meio científico, dividindo a opinião de muitos pesquisadores do assunto.

Para os concretos de alto desempenho e de alta resistência, o fenômeno da retração autógena pode ser mais significativo. As consequências seriam a redução da resistência à compressão, risco de reduzir a durabilidade, além de gerar problemas de ordem estética. As deformações produzidas durante a retração autógena não controlada podem ser da ordem de 1000 mm/mm ou  $10^{-6}$  m/m (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Ao considerar o concreto no estado endurecido, a retração se dará através da eliminação da água da estrutura capilar ou interlamelar do cimento hidratado. Com a redução da quantidade de pasta de cimento obtém-se a diminuição da retração do concreto, pois este fenômeno ocorre restritamente na pasta e não nos demais componentes do concreto. Complementarmente um esqueleto granular mais compacto oferece mais resistência à retração da pasta (VDZ, 2008).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), utilização de adições minerais e aditivos podem gerar um refinamento dos poros do concreto, causando, assim, um aumento da quantidade de poros menores (3 a 20  $\mu\text{m}$ ), o que favorece a retração. Porém, este efeito, pode ser compensado pela melhoria no concreto, reduzindo a quantidade de água e, ainda assim, obtendo-se a mesma

resistência, o que reduz a porosidade total e, conseqüentemente, a retração.

Portanto, a redução do consumo de cimento torna-se interessante do ponto de vista da retração do concreto. Vantagens são proporcionadas em casos específicos, como por exemplo, diminuição da perda de protensão em estruturas protendidas e redução de patologias em reservatórios de água e pisos. Pisos com dimensões elevadas, costumeiramente quando executados com um consumo elevado de cimento tendem a retrair e fissurar. No caso de reservatórios de água, fissuras são manifestações patológicas indesejáveis. Generalizadamente, o surgimento de fissuras ou qualquer tipo de manifestação patológica são indesejadas, tanto no ponto de vista estético como no técnico, pois essas fissuras comprometem a durabilidade da estrutura, sendo promissora para o ataque de ar e agentes agressivos e até mesmo penetração de água (NEVILLE e BROOKS, 2013).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a fluência é um fenômeno similar ao da retração por secagem. Tanto a retração por secagem quanto a fluência têm a mesma origem, ou seja, a pasta de cimento hidratada. Desta maneira, com menores consumos de cimento as reduções de retração também podem ser aplicadas para a fluência, sendo assim estruturas protendidas apresentarão menores perdas de fluência, por exemplo.

Além das vantagens técnicas proporcionadas pela redução do consumo do cimento aqui apresentadas, é comum relacionar a redução do consumo de cimento com diminuição de custo do concreto. Esta visão é válida apenas quando se trata de concretos convencionais, onde são utilizados apenas materiais de composição básica do concreto como, cimento, agregados miúdos e graúdos e água. Sem dúvida neste caso o material que representa a maior fração de custo é o cimento. Apesar do cimento apresentar um custo unitário de fabricação baixo em comparação aos demais materiais utilizados na construção civil, seu custo final para o usuário aumenta proporcionalmente à distância do transporte. De acordo com CSI (2009), quando considerado de uma distância de 300 km da fábrica as vendas são limitadas em função do transporte terrestre. Isto é evidenciado pelo fato de que pouco cimento é comercializado e transportado internacionalmente.

As seleções de materiais para a fabricação de concretos mais elaborados tais como adições minerais, aditivos químicos, fibras, modificam a composição e o custo do concreto, pois o custo destes materiais passa a ter peso considerável. Para cada caso específico deve ser analisada a redução do consumo de cimento, juntamente com o aumento do consumo de outros materiais, já que os custos são proporcionais aos tipos e marcas e também aos fretes e impostos locais devido à localização dos fornecedores.

Ainda assim, é possível obter custos menores reduzindo o consumo de cimento mesmo

fazendo uso de adições de outros materiais. Exemplo disso é o trabalho apresentado por Rebmann, Trigo e Liborio (2010), onde o estudo verificou dois concretos produzidos com o mesmo tipo de cimento, CII Z 32, sendo um convencional e o outro apresentando propriedades aprimoradas em função da aplicação de técnicas de empacotamento e dispersão de partículas. Um consumo de cimento de 10,7 kg/m<sup>3</sup> por MPa de resistência à compressão foi apresentado pelo concreto convencional e já o aprimorado 6,3 kg/m<sup>3</sup> por MPa, alcançando assim 41% de redução de cimento. Salientando que este desempenho foi obtido com objetivo de melhora da resistência à compressão, que passou de 24,3 MPa para 41,1 MPa aos 28 dias.

Os consumos de materiais destes concretos produzidos são apresentados na Tabela 2.5 juntamente com os custos unitários dos insumos dos materiais, conforme praticados na região de São Carlos/SP em 2010.

**Tabela 2.5- Consumo de materiais, em kg e custos de dois concretos, um convencional e outro aprimorado**

Traço/ Custos	Cimento	Sílica Ativa	Agregados				Aditivo SP	Água
			Brita 1	Pedrisco	Areia	Fíler		
Convencional	260	-	1183	-	832	-	-	160
Aprimorado	235	18	675	448	636	274	3,1	159
Custos (R\$/kg)	0,38	1,20	0,04	0,04	0,05	0,05	10,00	0,00

Fonte: adaptada de Rebmann, Trigo e Liborio (2010).

Mediante aos valores apresentados pode-se obter um índice de custo, encontrando R\$ 7,72/m<sup>3</sup> por MPa para o concreto convencional e R\$ 5,65/m<sup>3</sup> por MPa para o concreto aprimorado. Conclui-se que é possível alcançar um melhor custo, mesmo fazendo uso de adições de materiais mais caros que o próprio cimento. Ressaltando que aqui foi apenas considerado o custo dos materiais.

## 2.6 Considerações Finais

Conclui-se que a utilização de concretos com baixos teores de cimento Portland tem por objetivo gerar maior sustentabilidade da indústria da construção civil, como maior longevidade de jazidas, reduções na emissão de CO<sub>2</sub> e no consumo de energia e menores custos de transportes. Possibilita também diversas melhorias técnicas, como empacotamento e dispersão de partículas, e o uso de adições minerais e fíleres e escolha adequada dos materiais, são procedimentos primordiais para se obter concretos com resistências elevadas ainda com baixo

consumo de cimento.

Mediante ao quadro da produção e consumo de cimento no Brasil, em função do crescimento constante da sociedade, é possível perceber quão impactante são as consequências geradas pela produção de cimento.

O tema aqui proposto torna-se um possível escape para tal problema, contribuindo com a sociedade e, ainda assim, mantendo a característica mecânica do concreto.

### **3 CONCRETO AUTOADENSÁVEL**

Este capítulo apresenta um estudo exclusivo do concreto autoadensável desenvolvido por diversos pesquisadores, apresentando suas principais características no estado fresco, a influência das propriedades dos materiais constituintes e os ensaios de controle do CAA.

#### **3.1 Definição e importância**

Criado no Japão, no final da década de 1980, o concreto autoadensável (CAA), foi inicialmente desenvolvido para suprir a deficiência de mão de obra qualificada na operação de concretagem e para suprir a necessidade de obter estruturas mais duráveis que dispensem a vibração ou adensamento mecânico (ALMEIDA FILHO, 2006).

De acordo com Repette (2011), o adensamento inadequado do concreto foi identificado pelos engenheiros japoneses como umas das possíveis causas de comprometimento da durabilidade das estruturas decorrente às falhas de concretagem causadas pela dificuldade de adensar o concreto em zonas densamente armadas e pela escassez de mão de obra especializada.

No final da década de 1970 e no início dos anos 1980, pesquisas pioneiras na Itália, Alemanha e Japão levaram ao desenvolvimento de misturas de concreto de alta trabalhabilidade que são comercialmente conhecidas por vários nomes, como concreto autoadensável, concreto autocompactável, concreto autonivelante e concreto reoplástico (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

A primeira dosagem de CAA deu-se em 1988 e, a partir daí este concreto rapidamente popularizou-se entre os grandes polos de pesquisa do mundo e vem continuamente sendo aprimorado. A primeira aplicação foi em 1990 num edifício no Japão (NUNES, 2001).

Segundo Okamura e Ouchi (2003), a dosagem estudada apresentou um comportamento satisfatório aos aspectos de retração por secagem e a retração plástica, calor de hidratação, densidade após o endurecimento, entre outras. Segundo os mesmos autores, neste mesmo

contexto, o material produzido foi nomeado como “concreto de alta performance”, apresentando alguns estágios, no estado fresco alta adensabilidade, redução de defeitos como nichos nas idades iniciais e após o endurecimento proteção contra agentes externos agressivos.

O grande interesse no CAA, verificado principalmente na Europa durante a década de 1990, já possibilitou a consolidação de conceitos e ensaios de caracterização desse material. Em todo o mundo, é maior, a cada dia, seu emprego como material de construção, tanto nos setores de pré-moldados e pré-fabricados, como para as aplicações de concreto moldado no local (REPETTE, 2011).

De acordo com Shindoh e Matsuoka (2003), o CAA é definido como um concreto que apresenta excelente deformabilidade, alta resistência à segregação e que pode ser lançado em estruturas densamente armadas sem ser necessário o adensamento mecânico e escoando apenas por meio do seu peso próprio sem a segregação de nenhum de seus componentes, tornando, assim, ensaio de espalhamento (*Slump-flow test*) uma referência para medição de sua deformabilidade.

Além disso, com os recursos disponíveis, principalmente os aditivos superplastificantes de terceira geração, possibilitou-se produzir esses concretos coesos com melhor desempenho de fluidez e resistência com menor consumo de aglomerantes. Esses fatos fazem do CAA um concreto de melhor desempenho do que aqueles concretos fluidos produzidos no passado.

Apesar dos aditivos superplastificantes serem caros, a possibilidade de se lançar concreto rapidamente e adensá-lo com pouco ou nenhum custo apresenta uma economia que pode igualar ou até mesmo superar o custo dos superplastificantes, ao mesmo tempo em que oferece um produto final de melhor qualidade (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Tendo prioridade a fluidez elevada, porém mantendo-se as características de resistência à segregação entre outras, há a preocupação com as propriedades relacionadas ao estado endurecido do concreto, o que de acordo com a literatura técnica apresenta que as propriedades tanto do CAA quanto do Concreto convencional (CC), no estado endurecido, não são significativamente diferentes (PERSSON, 2001).

No Brasil, até o ano de 2005, poucas obras foram realizadas com o CAA, acreditando-se que a esse fato deva-se à falta de estudos e adaptação da tecnologia à nossa realidade (TUTIKIAN *et al.*, 2005). Porém, essa situação vem mudando com o passar do tempo, de modo que diversas instituições de ensino e pesquisa, assim como grandes empresas construtoras, em todo o país vêm buscando conhecimento acerca do novo material, com o objetivo de introduzir este tipo de concreto no mercado brasileiro.

### 3.1.1 Propriedades do CAA no estado fresco

Como já definido, o concreto autoadensável é aquele concreto que ao ser lançado possui a capacidade de ultrapassar e envolver as armaduras, espalhar e gerar um preenchimento homogêneo do elemento estrutural que está sendo moldado apenas por meio do peso próprio.

Estudiosos e a literatura técnica apontam essas capacidades como três habilidades funcionais que devem ser atendidas simultaneamente: capacidade de preenchimento, resistência à segregação e capacidade de passar entre espaços estreitos (SKARENDAHL; PETERSSON, 2001<sup>6</sup> *apud* NUNES, 2001).

No mesmo contexto Almeida Filho (2006), apresenta que as principais características apresentadas pelo CAA no estado fresco incluem também a deformabilidade (podendo ser classificada como trabalhabilidade), a resistência à segregação, a habilidade de passagem e a velocidade de escoamento.

De acordo com o mesmo autor, pode-se dizer que uma resistência elevada à segregação se trata de uma boa distribuição de partículas de modo idêntico em todos os locais da mistura. A habilidade de passar por espaços estreitos significa que apesar dos estrangulamentos de seções do elemento a ser concretado e/ou alta densidade de armaduras o concreto não sofrerá bloqueio ou obstruções quando fluir pelas armaduras existentes e nem segregar; a capacidade de preenchimento depende da fluidez do concreto e é caracterizada pela distância que o concreto percorre a partir do ponto onde é lançado e pela velocidade de escoamento.

Dessa forma, tornam-se necessários estudos adequados da reologia do concreto no estado fresco, de modo que os parâmetros reológicos que caracterizam o material possam ser controlados – em geral no momento da dosagem, através do uso de adições minerais e aditivos químicos – para que se tenham resultados adequados de fluidez e estabilidade do concreto fresco, de forma que o material apresente o auto nivelamento e a coesão esperados (DACZKO; CONSTANTINER, 2001; BANFILL, 2003).

### 3.1.2 Habilidade de passagem

O comportamento adequado do CAA exige misturas com fluidez elevada e apresentando

---

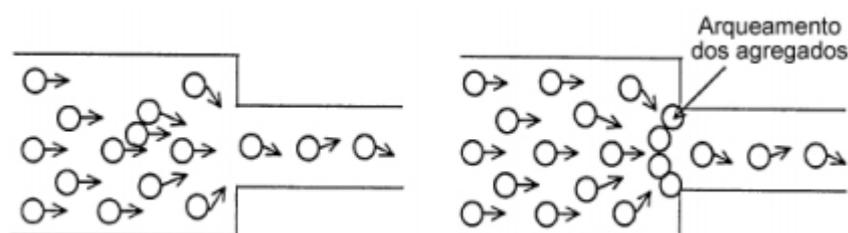
<sup>6</sup> SKARENDAHL, Å. e PETERSSON, O. (2001), “**Self-Compacting Concrete**”, State-of-Art report of RILEM Committee 174-SCC, Report 23, RILEM Publications.

paralelamente uma viscosidade e coesão moderada entre os componentes, a fim de garantir um fluxo contínuo e uniforme de toda a mistura, preenchendo toda a forma sem apresentar segregação e sem que se produza bloqueio entre as armaduras ou até mesmo passar por algum obstáculo presente (TUTIKIAN, 2004; GOMES, 2002).

A capacidade de fluir bem entre obstáculos sem sofrer bloqueio dos seus componentes é a característica mais importante do CAA já que a capacidade de preencher formas ou a capacidade de fluxo pode influenciar diretamente a resistência e a durabilidade do concreto. Os mecanismos responsáveis por esta propriedade são a viscosidade moderada da pasta e da argamassa, e as características apresentadas pelos agregados, principalmente, a dimensão máxima característica do agregado graúdo (GOMES, 2002).

Qualquer mudança no trajeto de fluidez das partículas de agregado, através ou em torno de um obstáculo (redução da seção ou armaduras), pode proporcionar a formação de um arco estável destas partículas, bloqueando a fluidez do restante do concreto. O arqueamento desenvolve-se mais facilmente quando: o tamanho dos agregados é relativamente grande frente às dimensões da abertura; é alta a quantidade de agregado graúdo; e a forma das partículas afasta-se da esférica. É também provável que o atrito entre o concreto fluindo e a superfície dos obstáculos influenciará no comportamento de bloqueio e na formação do arco de agregados (TESTING-SCC, 2005). A Figura 3.1 apresenta o mecanismo de bloqueio do agregado graúdo através de um modelo ilustrativo bidimensional.

**Figura 3.1- Mecanismo de bloqueio do agregado graúdo**



Fonte: Takada e Tangtermsirikul, (2000).

### 3.1.3 Resistência à segregação

Efnarc (2002) define a resistência à segregação como a propriedade que caracteriza a capacidade do CAA de se manter coeso ao fluir dentro das formas, passando ou não por obstáculos.

Segundo Almeida Filho (2006), a segregação pode interferir na trabalhabilidade. A segregação é uma tendência natural do concreto, principalmente na parte do transporte, lançamento e adensamento, causado principalmente pelas diferenças das massas específicas e dos tamanhos das partículas dos materiais constituintes do concreto. Após uma segregação considerável do concreto fresco é impossível sua compactação ideal, comprometendo sua resistência e a durabilidade da estrutura depois de endurecido.

Segundo Gomes (2002), a estabilidade ou resistência à segregação é a propriedade que caracteriza a capacidade do CAA de evitar a segregação de seus componentes, como o agregado graúdo. Tal propriedade melhora a uniformidade da mistura durante o transporte, lançamento e consolidação. O mecanismo que governa esta propriedade é a viscosidade e a coesão da mistura.

Diversos fatores podem ser considerados como colaboradores para a ocorrência da segregação. De acordo com Bui *et al.* (2002), as dimensões dos agregados têm um efeito significativo na resistência à segregação do CAA, bem como em sua trabalhabilidade. Neville (1997) ressalta, ainda, que agregados com distribuição granulométrica descontínua podem produzir concretos com maior tendência à segregação.

Ainda outros autores apresentam que doses maiores de aditivo podem causar efeitos negativos como atraso na pega, segregação e aumento do custo do concreto (AÏTCIN *et al.* 1994; RONCERO e GETTU, 1998).

### **3.1.4 Habilidade de preenchimento**

Esta característica, habilidade de preenchimento do CAA, está diretamente relacionada com a habilidade de passagem, onde é medida pela capacidade do concreto autoadensável de fluir ao longo de todo comprimento das formas com armaduras e preencher todos os espaços entre elas (ALMEIDA FILHO, 2006).

De acordo com Zhu *et al.* (2001), o CAA pode promover uma qualidade igual e até melhor que o concreto convencional vibrado, fazendo com que as propriedades no local de lançamento do concreto permaneçam iguais às do concreto comum.

### **3.1.5 Trabalhabilidade**

Esta propriedade pode ser descrita tanto qualitativamente, como no caso do lançamento

do concreto, quanto quantitativamente por causa dos seus parâmetros reológicos. Os parâmetros reológicos mais comuns para se classificar a trabalhabilidade são a tensão de escoamento e a viscosidade plástica, como as definidas por *Bingham*<sup>7</sup> e, em alguns casos o modelo de *Herschel-Bulkley*<sup>8</sup> é a mais adequada para descrever a fluidez (ALMEIDA FILHO, 2006).

A trabalhabilidade do concreto é definida pela ASTM C 125 (2015), como a propriedade que determina o esforço exigido para manipular uma quantidade de concreto fresco, com perda mínima de homogeneidade. O termo manusear inclui as operações das primeiras idades como lançamento, adensamento e acabamento. O esforço necessário para lançar o concreto é principalmente determinado pelo esforço total necessário para iniciar e manter o fluxo, o que, por um lado, depende das propriedades reológicas da pasta de cimento e do atrito interno entre as partículas de agregado e, por outro lado, do atrito externo entre o concreto e a superfície da forma.

Tendo como o método mais comum para a determinação da trabalhabilidade o tronco de cone, ferramenta no qual apresenta como resultado um simples índice da mobilidade da fluidez do concreto no estado fresco (MEHTA; MONTEIRO, 2014). Para Ferraris *et al.* (2000), na prática, o abatimento do tronco de cone é o teste mais comum para a determinação da consistência, pois tanto a altura da mistura quanto o seu espalhamento podem ser medidos e conferidos.

Para Mehta e Monteiro (2014), como a durabilidade, a trabalhabilidade não é uma propriedade intrínseca do concreto, pois, para fazer sentido, deve ser relacionada com o tipo de construção e o método de lançamento, adensamento e acabamento. Um concreto que pode ser prontamente lançado em uma fundação maciça sem segregar poderá ser totalmente inadequado para uma peça estrutural esbelta. Um concreto considerado trabalhável quando se utilizam vibradores de alta frequência pode não ser trabalhável se o adensamento for manual.

Segundo os autores referidos, a importância da trabalhabilidade em tecnologia do concreto é evidente. É uma das características chave que afetam a capacidade de execução adequada. Independentemente da sofisticação do procedimento de dosagem usado ou de outras considerações, como o custo, uma mistura de concreto que não possa ser lançada com facilidade ou plenamente adensada, provavelmente, não apresentará as características esperadas de resistência ou de durabilidade.

De acordo com Hayakawa *et al.* (1994), o modelo de espalhamento não é confiável para

---

<sup>7</sup> TATTERSALL, G. H. (1976). The workability of concrete. A viewpoint publication, PCA, 1976.

<sup>8</sup> DE LARRARD, F.; FERRARIS, C. F.; SEDRAN, T. (1998). Fresh Concrete: a Herschel-Bulkley material. *Material and structures*, vol. 31, Issue 211, p. 494-498, 1998.

se medir a trabalhabilidade do CAA, pois não consegue avaliar o comportamento do CAA durante o seu lançamento, mostrando que, para um mesmo resultado de espalhamento, diversas habilidades de preenchimento, de passagem ou de viscosidade podem ser obtidas e por isso não é possível se estabelecer uma correlação entre os resultados de funil V e caixa U com os modelos de abatimento e de espalhamento.

O melhor método para se avaliar o concreto com uma determinada habilidade seria obter os valores para a tensão de escoamento e da viscosidade e traçar uma curva com esses valores (BEAUPRÉ, 1998).

## **3.2 Materiais**

O CAA é produzido, fundamentalmente, com os mesmos materiais empregados nos concretos convencionais. Para se apontar as possíveis maiores diferenças, na composição do CAA empregam-se mais “finos” do que no concreto convencional e aditivos dispersantes de grande eficiência, conhecidos como superplastificantes de “terceira geração”. Pode ainda haver necessidade de aumentar a viscosidade da pasta do concreto, empregando-se, por vezes, aditivo promotor de viscosidade. A seguir, são apresentados os principais materiais constituintes do CAA e suas características que permitem a produção de composições de melhor desempenho.

### **3.2.1 Agregado fino**

Todo tipo de agregado miúdo pode ser utilizado na elaboração do CAA, tanto o britado como o natural (EFNARC, 2002). De acordo com Repette (2011), areias naturais são preferíveis por apresentarem grãos com forma mais uniforme e arredondada. Areias artificiais, obtidas pela britagem da pedra, são geralmente menos indicadas por apresentarem grãos com elevada angulosidade e aspereza superficial, o que causa maior intertravamento das partículas e maior absorção de água, aumentando a demanda por pasta e aditivo superplastificante na composição do CAA. De acordo com Melo (2005), cerca de volumes entre 40% e 50% são típicos para o agregado miúdo nas argamassas do CAA e com consumos aproximados de 710 a 900 kg/m<sup>3</sup>.

É recomendado que as partículas menores que 0,125 mm sejam consideradas como parte do conteúdo de finos da mistura, pois influenciam no comportamento reológico do CAA

(OKAMURA, 1997). Além da dimensão máxima do agregado, a forma e a distribuição granulométrica são bastante importantes e afetam a compactação e o índice de vazios do concreto.

Vale ressaltar a importância do controle da umidade e absorção de água dos agregados como forma de manutenção da qualidade do CAA. De acordo com Hibino e Maruyama (2002), a determinação do teor de umidade no agregado miúdo é de grande valia, pois este possui grande influência na adensabilidade do CAA.

### **3.2.2 Agregado graúdo**

Segundo Almeida Filho (2006), o agregado graúdo pode ser natural ou britado para a produção de CAA. De acordo com Repette (2011), para a produção de CAA é preferível o emprego de agregados graúdos de forma regular, de qualquer natureza, utilizada no concreto convencional. Agregados graúdos com forma irregular, com partículas angulosas e lamelares, e com textura áspera, devem ser empregados em uma granulometria mais fina para que seja menor o efeito na fluidez do concreto. A dimensão máxima característica do agregado graúdo para o CAA é, em geral, de 19 mm, mas podem ser produzidos concretos com agregado de maior diâmetro. Deve-se considerar que quanto maior o diâmetro do agregado, maior deverá ser a viscosidade da pasta (e da argamassa) para evitar sua segregação, além de ser maior a possibilidade de ocorrência de bloqueio quando da passagem do concreto pelas restrições. Por esses motivos, o emprego de agregado graúdo com dimensão máxima característica de 9,5 mm é bastante difundido e pode, ao contrário do que é estabelecido para o concreto convencional, resultar em uma composição mais econômica e de melhor desempenho do que é obtida com agregados de maior dimensão.

Para Okamura (1997), a dimensão máxima característica dos agregados graúdos normalmente utilizados no CAA é de 20 mm, porém, dimensões máximas de 40 mm já foram utilizadas em aplicações de CAA.

### **3.2.3 Cimento**

Em princípio, todos os tipos de cimento Portland empregados na produção do concreto convencional podem ser empregados na produção do CAA, sendo a escolha correta do tipo de

cimento normalmente dependente das exigências específicas de cada aplicação.

De acordo com Tutikian *et al.* (2011), cimentos de maior finura são mais adequados para a produção de CAA. Variações no tipo de cimento, e mesmo de seus fabricantes, afetam diretamente as propriedades do CAA no estado fresco, uma vez que a viscosidade e a tensão de escoamento dependem diretamente das características reológicas da pasta que compõe o concreto. Ainda, segundo o mesmo autor, cimentos com elevada finura, com elevados teores de álcalis, e com maiores teores de  $C_3A$  demandam maior quantidade de aditivo superplastificante e podem apresentar pequena manutenção de fluidez do CAA. De acordo com o EFNARC (2002), um cimento com teores de  $C_3A$  maior que 10% pode causar problemas de trabalhabilidade. A Tabela 3.1 apresenta a composição mineralógica típica do clínquer.

Barros (2009) recomenda que a quantidade de cimento do CAA seja em torno de 200 a 450 kg/m<sup>3</sup>, dependendo da utilização de adições reativas ou inertes. Cuidados adicionais têm sido adotados quando a dosagem ultrapassa 500 kg/m<sup>3</sup>, em decorrência dos possíveis problemas de retração. Para dosagens inferiores a 300 kg/m<sup>3</sup>, a inclusão de outro material cimentício deve ser assegurada, tais como cinza volante, escória de alto-forno etc.

**Tabela 3.1- Composição Mineralógica do Clínquer**

Composto	Fórmula química	Abrev.	% no cimento	Propriedades
<b>Silicato tricálcico (alita)</b>	$3CaO.SiO_2$	$C_3S$	50 - 65	Rápido endurecimento; Alto calor de hidratação; Alta resistência inicial.
<b>Silicato dicálcico (belita)</b>	$2CaO.SiO_2$	$C_2S$	15 - 25	Lento endurecimento; Baixo calor de hidratação; Baixa resistência inicial.
<b>Aluminato tricálcico (aluminato)</b>	$3CaO.Al_2O_3$	$C_3A$	6 - 10	Pega rápida (controle por gesso); Suscetível a ataque em meios sulfatos; Alto calor de hidratação; Baixa resistência final.
<b>Ferro aluminato tetracálcico (ferrita)</b>	$4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$	$C_4AF$	3 - 8	Resistente à meios sulfatados; Não contribui para a resistência.
Cal livre	CaO	C	0,5 - 1,5	Aceitável em pequenas quantidades; Quantidades maiores acarretam aumento do volume e fissuração.

Fonte: Almeida Filho, (2006).

### 3.2.4 Aditivos e Adições Minerais

Desde o surgimento do concreto, tem sido constante a procura por subprodutos que melhorem suas propriedades, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido.

Adições são frequentemente utilizadas na produção do concreto autoadensável com o objetivo de se aumentar a quantidade de finos em oposição ao aumento de teor de cimento Portland nas misturas. De acordo com Metha e Monteiro (1994), em alguns países, 70% do volume total do concreto produzido apresenta em sua composição um ou mais aditivos.

De forma geral, consideram-se adições ou finos, os materiais com dimensões de partículas menores do que 0,150 mm, sendo indicado que mais que 75% tenham dimensões menores que 0,075mm (TUTIKIAN *et al.*, 2011).

Segundo Cavalcanti (2006), as adições podem ser classificadas como predominantemente inertes (API) ou predominantemente reativas (APR), de acordo com a sua ação no concreto. As APR tais como: cinza volante, cinza da casca de arroz, escória de alto-forno, sílica ativa e metacaulin contribuem para a formação dos hidratos. Já as API provocam uma ação física, proporcionando uma estrutura com maior compacidade. Alguns exemplos são os fíleres de calcário, quartzo, e o resíduo do beneficiamento de mármore e granito (RBMG). Segundo a EFNARC (2005), as adições são classificadas de acordo com suas capacidades reativas com a água, conforme Tabela 3.2.

**Tabela 3.2 - Classificação das Adições**

<b>Tipo I</b>	Inertes ou semi-inertes	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fíleres de agregados (calcário, dolomíticos ou graníticos);</li> <li>• Pigmentos.</li> </ul>
<b>Tipo II</b>	Pozolânicas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Cinza volante, conforme a EM 450-1;</li> <li>• Sílica ativa, conforme a EM 13263-1.</li> </ul>
	Hidráulicas	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Escória de alto-forno.</li> </ul>

Fonte: Adaptado EFNARC, (2005).

Segundo a NBR 11768:2011 (ABNT, 2011), o aditivo é definido como sendo um material que, desde que adicionado em pequenas quantidades ao concreto de cimento Portland, melhora algumas de suas propriedades, tornando este mais adequado aos diversos tipos de situação existentes em projetos, seja garantir a coesão, a trabalhabilidade, a fluidez ou a durabilidade.

Dentre a gama de materiais classificados como adições minerais e aditivos químicos, os mais empregados para a elaboração do CAA são o superplastificantes, a sílica ativa e os fíleres.

Os fileres são partículas com dimensões inferiores a 0,125 mm e podem ser divididos em calcário e cinza volante (EFNARC, 2002).

#### **3.2.4.1 Superplastificantes**

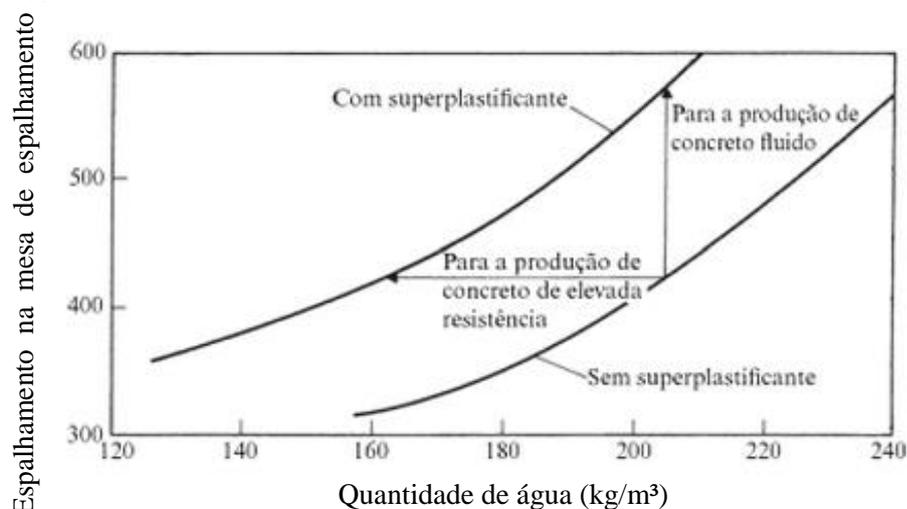
São classificados como agentes redutores de água, e são elaborados a partir de materiais que permitem reduções de água muito superiores, ou trabalhabilidade extrema dos concretos nos quais são incorporados.

Para a produção de CAA, os superplastificantes de grande eficiência, dentre os quais se destacam os de base policarboxilato, são os mais empregados. Segundo Repette (2011), como regra geral, pode-se dizer que os aditivos indicados para o CAA necessitam promover redução de água de no mínimo de 20%. Mas, várias pesquisas têm apontado que nem todos os superplastificantes comerciais possuem a mesma eficiência na dispersão das partículas de cimento, seja na redução da quantidade de água ou no controle de qualidade da reologia do concreto (AÏTCIN, 2000). Segundo Almeida Filho (2006), este problema pode ser reflexo gerado da compatibilidade da etringita, o qual depende do tipo, da quantidade e da reatividade da fase intersticial, do tipo e da solubilidade dos sulfatos no cimento, da reatividade inicial do aluminato e também da composição do aditivo.

Defende-se, também, que os aditivos à base de policarboxilato têm desempenho superior aos demais, tanto por promover maior fluidez, como por mantê-la por mais tempo. Porém, mesmo para alguns desses aditivos, podem ocorrer perdas de fluidez que comprometem o emprego do CAA. A queda de desempenho parece ser mais comum nos primeiros 30 minutos após a mistura (REPETTE, 2011). Deve-se procurar a compatibilização do aditivo com os finos (cimento e partículas finas) e avaliar os efeitos da forma de mistura e manutenção da fluidez do CAA.

Os superplastificantes são utilizados para produzir concreto fluido em situações nas quais é necessário o lançamento em locais inacessíveis, em pisos ou lajes, ou onde é necessário um lançamento muito rápido. Uma segunda utilização dos superplastificantes é na produção de concreto de alta resistência, de trabalhabilidade normal, mas com relação água/cimento muito baixa. A Figura 3.2 ilustra essas duas aplicações dos superplastificantes.

**Figura 3.2- Relação água/cimento de concreto produzido com e sem superplastificantes**



Fonte: Neville e Brooks, (2013).

De acordo com Neville e Brooks (2013), a ação dos superplastificantes se dá pela dispersão do cimento em função da ação do ácido sulfônico adsorvido à superfície das partículas de cimento, tornando-as carregadas negativamente e, portanto, mutuamente repelentes. Isso aumenta a trabalhabilidade para uma determinada relação água/cimento, sendo típico (dependendo da dosagem) um aumento do abatimento de tronco de cone de 75 mm para 200 mm.

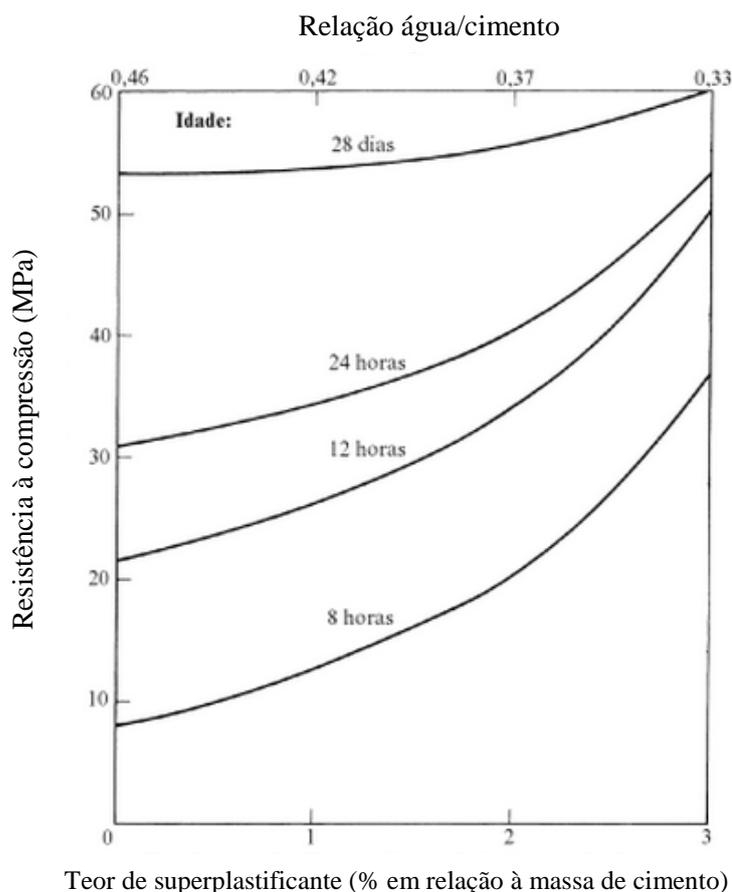
À medida que o uso dos superplastificantes foi se tornando mais comum, percebeu-se que essas moléculas poderiam ser utilizadas para reduzir a quantidade de água de mistura e ainda produzir um traço com grande trabalhabilidade. Essas moléculas sintéticas são tão poderosas para dispersar partículas de cimento que, pela primeira vez na tecnologia do concreto, foi possível fazer um concreto fluido tendo uma relação menor do que 0,30 (AÏTCIN, 2000). Conseqüentemente, nos últimos anos, a resistência à compressão do concreto tem crescido constantemente.

Quando se tem como objetivo alta resistência para uma determinada trabalhabilidade, o uso de superplastificante pode resultar em redução de água na faixa de 25 a 35%<sup>9</sup> (NEVILLE e BROOKS, 2013). Por meio deste processo torna-se possível o uso de baixas relações água/cimento de modo que se obtém concreto com resistência muito elevada (Figura 3.3). Resistências altas, como 100 MPa aos 28 dias, são obtidas com relação água/cimento de 0,28,

<sup>9</sup> Comparativamente, os valores obtidos com aditivos redutores de água convencionais (plastificantes) são cerca de metade desses valores.

segundo esses mesmos autores. Submetendo a um sistema de cura a vapor ou autoclave, valores ainda mais elevados são possíveis. Para melhorar ainda mais a resistência nas primeiras idades, os superplastificantes podem ser utilizados em concreto com substituição parcial do cimento por sílica ativa.

**Figura 3.3 – Relação água/cimento de concreto produzido com superplastificantes com relação água/cimento reduzido**



Fonte: Adaptado Neville e Brooks, (2013).

Os superplastificantes não afetam significativamente a pega do concreto, exceto no caso de cimentos com teor de  $C_3A$  muito baixo, quando pode ocorrer retardo excessivo. Outras propriedades de longo prazo do concreto não são afetadas significativamente. Entretanto, o uso de superplastificantes com um aditivo incorporador de ar pode, em alguns casos, reduzir o total de ar incorporado e modificar o sistema de vazios, mas superplastificantes especiais modificados, aparentemente compatíveis com agentes incorporadores de ar convencionais, estão disponíveis. A única desvantagem real dos superplastificantes é seu custo relativamente alto, que é resultante do custo de produção de um produto de elevada massa molecular

(NEVILLE e BROOKS, 2013).

Ao tratar do efeito dos superplastificantes no concreto em seu estado endurecido, a estrutura interna do concreto pode ser afetada com sua incorporação, sendo que os poros capilares são menores e os vazios são menos conectados (RONCERO, 2000). Tal mudança microestrutural afeta a distribuição dos poros, e isso contribui para a retração do concreto (RAMACHANDRAN, 1984 *apud* RONCERO, 2000).

Tal efeito de retração causado pela incorporação de superplastificante é difícil de ser analisado, pois estudos anteriores consideram diferentes condições de ensaio, tais como condições de cura, tipo de amostra e dosagem. Diversas medidas da retração foram realizadas por pesquisadores, variando as condições de cura, tipo de amostras, e concluiu-se que a incorporação do superplastificante aumenta a retração do concreto (FELDMAN; SWENSON, 1975; DHIR; YAP, 1963; BEAUDOIN; RAMACHANDRAN, 1989; CABRERA<sup>10</sup> *et al.*, 1993, *apud* RONCERO, 2000).

### 3.2.5 Sílica ativa

Devida às exigências do CAA no estado fresco, adições inertes e reativas são comumente usadas para melhorar e manter a coesão e resistência à segregação. As adições também regulam a quantidade de cimento no sentido de reduzir o calor de hidratação e a retração (EFNARC,2005).

A sílica ativa é um material oriundo dos processos industriais de fabricação de silício metálico ou de ligas de ferro-silício a partir de quartzo de elevada pureza e carvão em fornos elétricos a arco voltaico. Por meio do aumento de temperatura e aquecimento das matérias-primas utilizadas na produção desses materiais, ocorrem reações químicas e se tem como uma das consequências a produção de vapor de SiO como uma “fumaça” de sílica. Essa “fumaça” oxida e condensa, em zonas de baixa temperatura, obtendo-se partículas esféricas extremamente pequenas de sílica amorfa. Essas partículas são removidas por filtração dos gases de exaustão em filtros manga, com diâmetro médio da ordem de 0,1 µm e superfície específica da ordem de

---

<sup>10</sup> CABRERA, J. G.; BROOKS, J. J.; BERENJAIN, J. (1993). **The effect of creep and drying shrinkage on the micromorphology of cement paste containing superplasticizers**. IN: Creep and Shrinkage of Concrete, Fifth International RILEM Symposium, ConCreep 5, **Proceedings**, Barcelona-Espanha, Ed. Z. P. Bazant; I. Carol, E & FN Spon, pp. 115-120.

20.000 m<sup>2</sup>/kg a 25.000 m<sup>2</sup>/kg (MALHOTRA; MEHTA, 1996; NEVILLE, 1997; SELLEVOLD; NILSEN, 1987).

Segundo Aitcin (2000), pode-se classificar a sílica ativa como subproduto da fabricação do silício metálico, das ligas de ferro-silício e de outras ligas de silício. Pode ser também considerada como uma adição mineral aplicada no concreto com objetivo de reduzir a porosidade e a permeabilidade de sua superfície (ALMEIDA FILHO, 2006).

O uso da sílica em CAA é mais comum para a produção de concretos de elevada resistência à compressão, acima de 60 MPa. Quando empregada em teores de 2% a 5% em relação à massa de cimento promovem o aumento da resistência à segregação; porém, deve-se esperar maior demanda por aditivo superplastificante e aumento da tensão de escoamento do concreto (TUTIKIAN *et al.*, 2011), embora o usual seja de 8 a 10%.

Os efeitos benéficos da sílica ativa na microestrutura e nas propriedades mecânicas do concreto são devidos não apenas à rápida reação pozolânica, mas também ao efeito físico das partículas da sílica ativa, o qual é conhecido como o “efeito Fíler” (SELLEVOLD, 1987; ROSENBERG; GAIDIS, 1989; KHAYAT, 1996). Além disso, a sílica ativa tem um efeito químico relacionado com a germinação de cristais de portlandita, Ca(OH)<sub>2</sub> (GROVES; RICHARDSON, 1994). Portanto, esse aumento de resistência se dá pelo resultado do acréscimo de resistência na zona de transição entre o agregado e a pasta, que se torna menos porosa e mais compacta.

Segundo Almeida Filho (2006), o concreto com sílica ativa apresenta mais resistência que a pasta composta com sílica ativa, pois, a resistência do agregado é maior que a resistência da pasta. No concreto sem a presença da sílica ativa, os agregados funcionam como fíleres inertes por causa da presença de zona interfacial pouco resistente. Já no concreto com sílica ativa, a presença desta sílica reforça a ligação entre pasta e agregado, formando menos poros e uma microestrutura da região interfacial mais homogênea.

### **3.2.6 Finos (Fíleres)**

Em geral, o fino é referenciado como uma partícula com diâmetro inferior a 0,125 mm (EFNARC, 2002). O objetivo principal da incorporação desse tipo de material no concreto é para promover o aumento da trabalhabilidade e da durabilidade das estruturas.

De acordo com os acervos técnicos, os principais fíleres utilizados para o CAA são:

- Pó de calcário;

- Cinza volante;
- Pó de pedra ou finos de pedra britada;
- Pó de quartzo;
- Cinza de casca de arroz;
- Finos Basálticos etc.

De acordo com Almeida Filho (2006), para se evitar a segregação quando da adição do superplastificante, um método simples é o de aumentar a quantidade de areia e reduzir na mesma proporção à quantidade de agregado graúdo de 4% a 5%. Entretanto, a redução na quantidade de agregados acarreta um alto consumo de cimento, que leva ao aumento da temperatura e aumento do custo. Uma alternativa para isso consiste em incorporar agentes modificadores de viscosidade (AMV) para aumentar a estabilidade da mistura. Porém, esses aditivos químicos apresentam um custo elevado e sua utilização aumentará o custo da mistura de CAA. De acordo com Bouzoubaâ e Lachemi (2001), a utilização de adições minerais como cinza volante, pó de calcário entre outros finos, que podem melhorar o espalhamento do CAA sem aumentar seu custo.

O uso de Fíler calcário de natureza calcítica é o mais indicado de acordo com Tutikian *et al.* (2011). É importante notar que o Fíler calcário não é um material verdadeiramente inerte, pois, se adicionado a cimentos com elevado teor de  $C_3A$ , reage para formar monocarboaluminato de cálcio, que tem propriedade aglutinante, porém de menor intensidade do que é proporcionado pelo C-S-H (CHATTERJEE, 2002). Além disso, provoca o aumento da velocidade de hidratação do cimento Portland por fornecer pontos para a nucleação do hidróxido de cálcio e do C-S-H, com o aumento da taxa de hidratação do  $C_3S$ . Esse fato pode não só afetar a manutenção de fluidez do concreto, mas também diminuir o retardo de pega, geralmente experimentado quando se empregam elevados teores de aditivos superplastificantes.

O Fíler a ser utilizado no CAA deve ter finura igual ou menor que a do cimento, porém, quando o diâmetro médio das partículas é muito pequeno, menor que  $1\mu m$ , pode acarretar aumento expressivo da tensão de escoamento do concreto (DE LARRARD, 1999).

A área superficial específica da cinza volante a ser empregada no CAA deve estar preferencialmente entre 500 e 600  $m^2/kg$  (REPETTE, 2011). Sua forma quase esférica proporciona a rolagem dos agregados, diminuindo o atrito interno entre eles e destes com as partículas de cimento, resultando em maior fluidez e viscosidade para um menor consumo de superplastificante. Especialmente entre as diferentes fontes produtoras, a variabilidade das

características da cinza volante pode ser elevada, o que pode ser um fator adverso na produção do CAA.

O pó de quartzo (quartzito) é incorporado na produção de concreto autoadensáveis contendo teor de sílica geralmente inferior a 97%, com finura blaine da ordem de 400 m<sup>2</sup>/kg ou superior. O efeito da adição de quartzito no aumento da viscosidade da pasta assemelha-se ao da incorporação de mesma quantidade de Fíler calcário. No entanto, enquanto o Fíler calcário pode promover a aceleração do enrijecimento da pasta, o pó de quartzo causa retardo (DESMET *et al.*, 2010).

O pó de pedra, ou pó de britagem, basáltico ou granítico, pode compor a porção de finos do CAA. Sua utilização, preferencialmente, deve ser restrita a 10% do volume da composição dos finos, pois a natureza angulosa das partículas aumenta a demanda por água e por superplastificante, além de tornar a pasta mais “áspera”, o que pode comprometer o acabamento superficial do concreto (REPETTE, 2011).

### 3.2.7 Água

A água é um elemento fundamental do concreto, pois juntamente com o cimento, produz a matriz resistente que aglutina os agregados e confere a compacidade da matriz para dotar as estruturas da durabilidade e vida útil prevista em projeto (REPETTE, 2011). Ainda este mesmo autor afirma que a água é classificada como um diluente universal tendo a capacidade de dissolver grandes quantidades de substâncias ou de manter em suspensão pequenas partículas sólidas de diversas procedências.

Muito pouco é descrito sobre a qualidade da água, geralmente sendo tratada em segundo plano ou até esquecida, mesmo sendo o parâmetro mais importante no controle das propriedades do concreto no estado fresco e endurecido.

O consumo de água para elaboração de uma mistura vai depender diretamente de diversos fatores, tais como: volume de partículas finas na mistura, uso de adições e aditivos, propriedades dos agregados empregados e, além disso, dependerá também do tipo de concreto a ser elaborado, para se ter conhecimento do relação água/cimento.

De acordo com Beaupré e Mindess (1998), a propriedade de fluxo do concreto em estado fresco são altamente influenciadas pela relação água/cimento. Um aumento na relação água/cimento, produz uma redução na viscosidade plástica e na resistência de fluxo. Uma baixa relação água/cimento e o uso de superplastificantes produzem concretos com alta viscosidade.

### 3.3 Metodologias de dosagens

Diversas pesquisas e estudos internacionais e nacionais de dosagem de CAA foram realizados com o intuito de aprimoramento das técnicas. Descrições bem detalhadas de diversos procedimentos podem ser encontradas em Koehler e Fowler (2007) e Gomes e Barros (2009).

De acordo com Koehler e Fowler (2007), apresentam que em geral, os métodos por eles estudados considera o CAA como agregados em suspensão numa pasta e procuram apresentar três aspectos: a composição da pasta, volume da pasta e composição dos agregados. Estes métodos em alguns pontos são semelhantes, porém em alguns aspectos apresentam pontos divergentes, como por exemplo, nos critérios de definição da composição granular, do teor de materiais finos, da imposição de limites para a relação água/cimento, do volume de pasta, do teor de aditivo superplastificante, do uso de aditivos modificadores de viscosidade, do estudo em separado da pasta e da argamassa etc.

Aqui serão expostos quatro métodos que têm alguma relação, alguns pontos em comum, pois não caberia discutir aqui todos os métodos disponíveis.

#### 3.3.1 Método de Gomes, Gettu e Agulló

Método proposto no ano de 2002, podendo ser encontrado de maneira mais detalhada em Gomes (2002) e Barros (2009).

Este método aponta que o principal responsável pelo comportamento reológico do concreto é a pasta de cimento. Com isso, as composições da pasta e do esqueleto granular são otimizadas em separado.

Inicialmente estabelece-se duas relações no estudo da pasta, SP/C (Superplastificante/cimento) e F/C (Fíler/cimento).

Fixa-se uma relação A/C (água/cimento) posteriormente. Se alguma adição de natureza pozolânica for utilizada, também é fixada a proporção dessa pozolana em relação a massa do cimento. No caso da cinza volante que pode ser utilizada a uma dosagem que exceda a 30% da massa do cimento, ela é considerada Fíler.

Com os consumos de água e aglomerantes fixados, são analisadas por meio de ensaios as diversas relações de F/C nas pastas.

É determinado o ponto de saturação do aditivo para cada pasta por meio do cone de

Marsh. Posteriormente a definição do teor de aditivo, a pasta é verificada pelo ensaio do miniabatimento que deve ter um diâmetro final de espalhamento igual a  $180 \pm 10$  mm e tempo para atingir o diâmetro de 115 mm dentro do intervalo 2s a 3,5s. Se a pasta apresentar estas características, é considerada adequada para a produção de CAA.

O esqueleto granular é constituído pelo estudo da melhor mistura de agregados graúdos e miúdos que propicie o menor teor de vazios. Com isso espera-se atingir um menor consumo de pasta.

Com a composição da pasta e do esqueleto granular definidos, são ensaiados concretos com diversos volumes de pasta, onde o ponto ideal corresponde ao concreto com mínimo teor de pasta que atenda aos requisitos definidos para os ensaios do *slump-flow test*, Funil V, Caixa L e Tubo U.

### 3.3.2 Método DMDA (Densified Mixture Design Algorithm)

Este método será descrito com base na pesquisa realizada por Koehler e Fowler (2007) e Hwang e Hung (2005).

Desenvolvido inicialmente para a elaboração de concretos de alto desempenho vibrados, em 2002 foi adaptado para concretos autoadensáveis em Taiwan, tendo como objetivo principal a minimização do teor de água e cimento.

Inicia-se com a procura pela melhor composição da fase de agregado, incluindo a cinza volante que é considerada, neste caso, como agregado. Para isto é utilizado o método da mistura sucessiva, modificando apenas sua metodologia de adição dos materiais na mistura, partindo da menor dimensão para a maior dimensão e tendo a massa unitária ensaiada no estado solto.

Nesta composição obtém-se o teor de vazios e calcula-se o teor de pasta de acordo com a equação:

$$V_p = N \times V_v = \left(1 + \frac{S \times t}{V_v}\right) \times V_v \quad (3.1)$$

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.

Esta consideração, cálculo do volume de pasta, é uma aplicação direta da teoria do excesso de pasta de Kennedy.

As referências estudadas não apresentaram nenhum valor específico para  $t$  e nenhum

um método para obtê-lo, porém Hwang e Tsai (2005) fizeram um estudo, no qual dosaram cinco concretos autoadensáveis com  $t$  variando entre 1,2 e 2,0.

A próxima etapa é a fixação de uma relação água/cimento baseada em considerações de resistência e durabilidade, onde a relação água/cimento deve ser superior a 0,42 para prevenir a retração autógena. Se fizer uso de escória de alto-forno, esta deve ser considerada como componente da pasta.

A dosagem é finalizada ensaiando o concreto para a determinação do teor de água, cimento e aditivo superplastificante, cuja somatória deve igualar ao teor de pasta determinado, sendo a quantidade de água limitada a 160 l/m<sup>3</sup>.

Apesar das limitações apresentadas, no artigo de Hwang e Tsai (2005) foram utilizados concretos com relação água/cimento menor que 0,42 quanto com teor de água superior a 160 l/m<sup>3</sup>.

### **3.3.3 Método de Alencar e Helene**

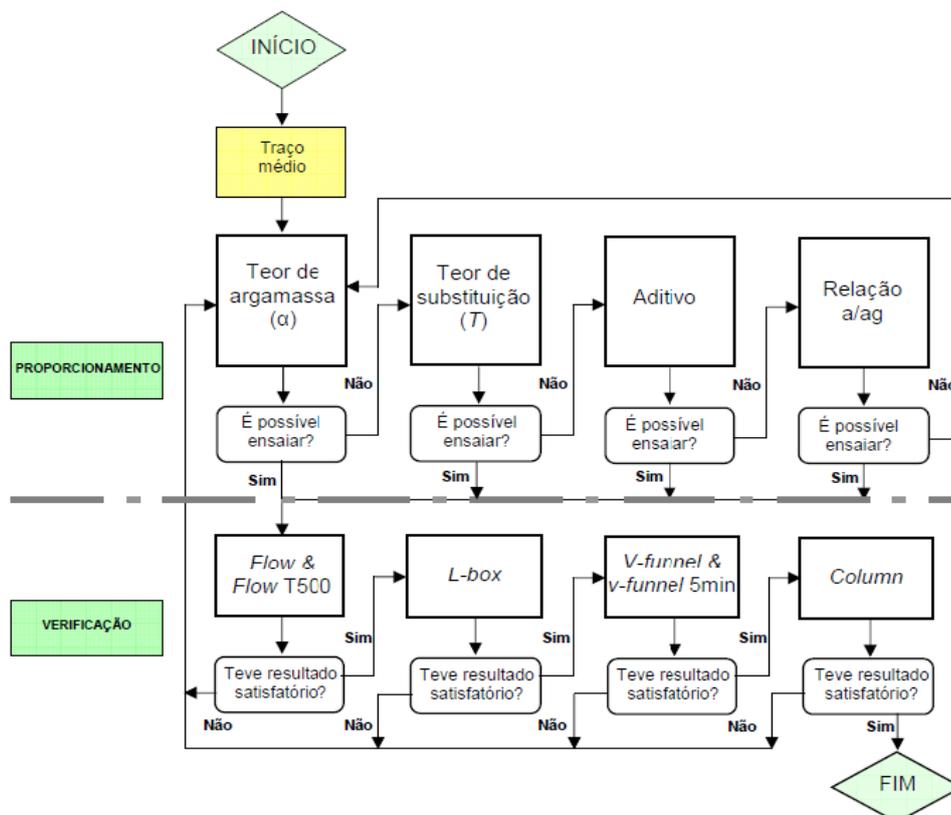
Este método está descrito e detalhado no trabalho desenvolvido por Alencar (2008). Desenvolvido a partir das modificações do método IPT/EPUSP para o concreto convencional, também denominado como método IBRACON. A Figura 3.4 ilustra este procedimento de dosagem.

A primeira mudança realizada quanto ao método IBRACON foi adicionar o conceito de correção da coesão do concreto fresco por meio da substituição de parte do cimento por um fino de natureza pozolânica ou parte de agregado miúdo por um fino não pozolânico. Esses materiais adicionados devem ser mais finos do que os substituídos parcialmente.

Inicialmente, fixa-se um valor de  $m$ , relação entre a massa do agregado seco com a massa de cimento. Adota-se um valor mínimo de 53% de argamassa e um percentual de substituição e relação água/aglomerantes baixos. Se a primeira mistura não atender, aumenta-se o teor de substituição até o ponto onde a fluidez não melhora. Se ainda assim for inviável, aumenta-se o teor de aditivo e por último aumenta a relação água/aglomerante.

Se o teor inicial adotado ainda apresentar características de que é insuficiente, adicionam-se três pontos percentuais a mais do que o anterior e mantém-se o teor de substituição, teor de aditivo e relação água/aglomerante definidos no último passo de verificação anterior. O procedimento se repete até atingir um teor de argamassa ideal.

Figura 3.4 – Passo a passo para dosagem de Alencar



Fonte: Alencar, (2008).

Para cada ajuste de materiais, para cada teor de argamassa verifica-se as propriedades do concreto no estado fresco, como os ensaios de *slump-flow test*, Caixa L, Funil V e a coluna de segregação.

Por fim, determinam-se outras combinações e composições dos teores de argamassas para diversos valores de  $m$ , para a construção do diagrama  $d$  e dosagem, mantém-se apenas o teor de argamassa e os demais parâmetros são determinados como descrito anteriormente

### 3.3.4 Método de Tutikian e Dal Molin

Esta metodologia proposta em 2007 está contida em Tutikian e Dal Molin (2008) e também em Gomes (2002) e Barros (2009).

Admite-se, em princípio, que qualquer material utilizado para a produção de um concreto convencional pode ser adotado: cimento, agregados miúdos e graúdos e água, acrescidos de um material fino com granulometria inferior à do agregado miúdo e aditivo

superplastificante.

As dimensões máximas características dos agregados podem ser variadas para aumentar a eficiência do empacotamento e também utilizar aditivo modificador de viscosidade para melhoria da coesão do concreto em estado fresco.

O esqueleto granular é determinado por meio do método das misturas sucessivas, tomando materiais dois a dois, em ordem decrescente de tamanho de partículas. Envolvendo neste procedimento desde a brita, passando pela areia, até o material fino que pode ser um Fíler ou um material pozolânico. Todos sendo considerados como agregados, inclusive a cinza volante e a escória de alto-forno se utilizados.

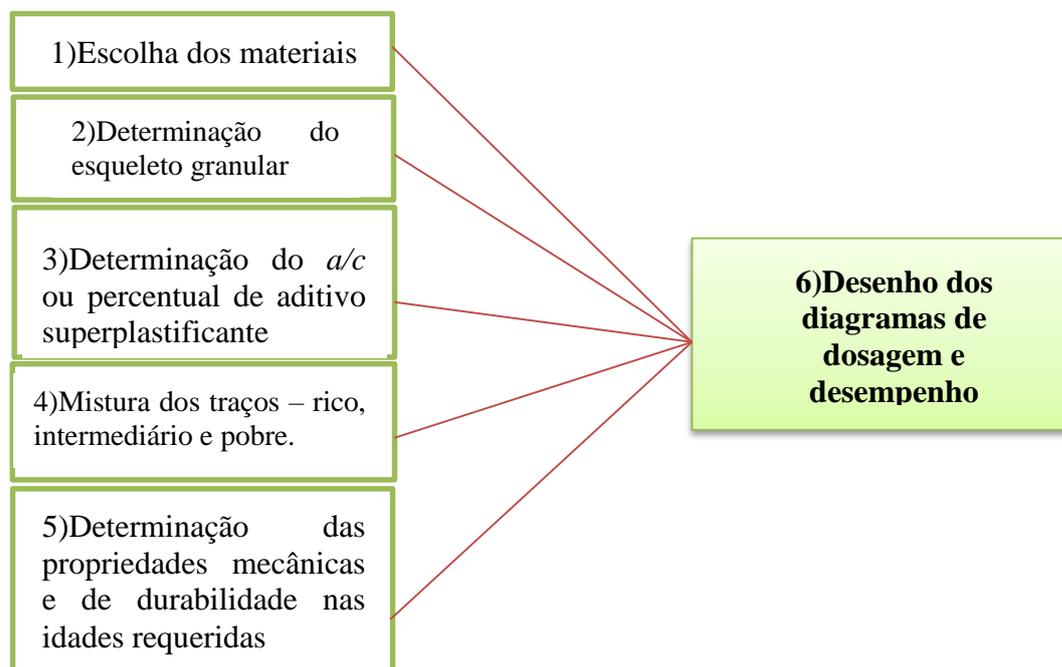
O próximo passo é a determinação da relação água/cimento ou do teor de aditivo superplastificante. Isto é feito para um traço intermediário, adotando um valor de  $m$ , relação da massa do agregado seco em relação à massa do cimento.

Indica-se uma das seguintes opções: fixar um teor de aditivo com base no histórico de concretos similares ou determinar a relação água/cimento com base nas indicações da NBR 6118: 2014 (ABNT, 2014) ou em histórico.

Recomenda-se ainda que o teor de aditivo superplastificante seja o menor possível para garantir a viabilidade econômica do CAA. O ajuste final do teor de aditivo e de água é definido na avaliação direta no concreto através do atendimento das especificações definidas para os ensaios de avaliação do CAA.

O próximo passo é a determinação de outros traços (diferentes valores de  $m$ ) para obter uma família de concretos, onde a característica comum é o teor de aditivo e a proporção relativa entre os agregados incluindo os materiais pozolânicos. Portanto, o teor de argamassa pode variar. Para cada concreto definido são feitos os ensaios para avaliação das propriedades mecânicas e outras características de interesse. A Figura 3.5 resume os passos apresentados.

**Figura 3.5 – Passos do método de dosagem de Tutikian e Dal Molin**



Fonte: Gomes e Barros, (2009).

### 3.4 Métodos de verificação e ensaios específicos para avaliação do CAA

Os métodos de ensaio do CAA diferem dos empregados na avaliação do concreto convencional somente para as determinações das propriedades no estado fresco.

As três propriedades cuja medição se faz necessária CAA são a fluidez, a capacidade de fluir coeso e íntegro entre obstáculos e a resistência à segregação. Para cada uma dessas propriedades há um grupo de equipamentos, uns mais aptos e uns mais práticos que outros.

Para o estudo da fluidez do concreto autoadensável, existem os ensaios de espalhamento (*Slump-flow test*) e do funil – V (*V-funnel*) que serão descritos a seguir. Para a comprovação da habilidade de passagem do concreto existe o método da caixa-L (*L-box*). E por fim, para a determinação da segregação do concreto utiliza-se a coluna de segregação.

As dimensões dos equipamentos de ensaio e os procedimentos normalizados de ensaio estão apresentados na NBR 15823:2010 (ABNT, 2010) – Concretos Autoadensáveis – nas partes 2 a 6.

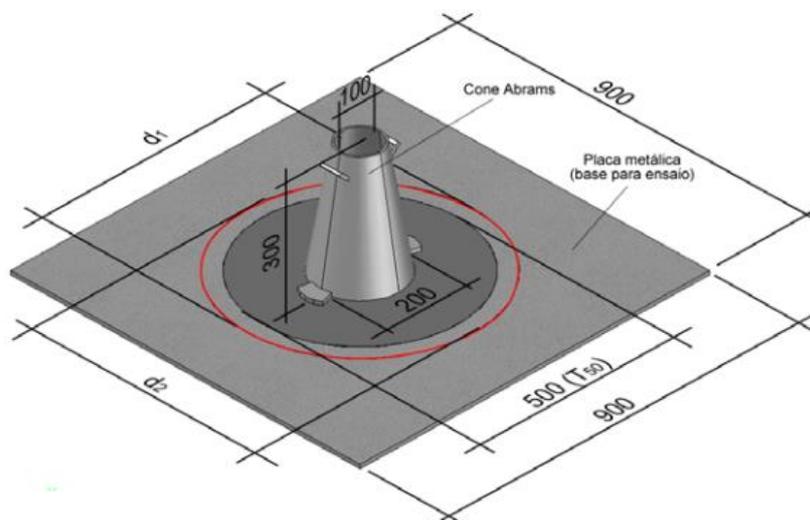
### 3.4.1 Espalhamento (Slump-Flow test)

Ensaio padronizado no Japão (JSCE-F503, 1990), emprega-se o mesmo molde tronco-cônico (Cone de Abrams) utilizado para determinação do abatimento (*slump test*) no concreto convencional. O *slump-flow test* é empregado para medir a capacidade de fluir livremente sem segregar.

O molde, posicionado no centro de uma placa plana e rígida, podendo ser de madeira ou metal, é completamente preenchido com CAA. Suspende-se o molde da mesma forma que para a determinação do abatimento, porém após o concreto parar de se mover, mede-se o seu espalhamento, que corresponde à média aritmética de duas determinações dos diâmetros aproximados do concreto espalhado, tomadas em direções ortogonais, conforme a Figura 3.6.

O valor do espalhamento, em milímetros, expressa a capacidade do CAA de escoar pela ação do peso próprio e relaciona-se à sua habilidade de preenchimento (fluidez). Uma variante desse ensaio consiste na medição do tempo para que o concreto espalhe até atingir diferentes aberturas, o que dá indicações da velocidade de escoamento durante o ensaio.

**Figura 3.6– Equipamento e dimensões (mm) para o ensaio de espalhamento**



Fonte: Barros, (2009).

Informações importantes também podem ser obtidas pela observação cuidadosa do concreto em movimento e em repouso. Concretos bem dosados não podem apresentar heterogeneidades na distribuição de agregados. Acúmulo de agregado graúdo no centro da porção espalhada indica propensão do concreto à segregação e ao bloqueio na passagem por restrições. Concretos bem dosados não apresentam excesso de água nas bordas das porções

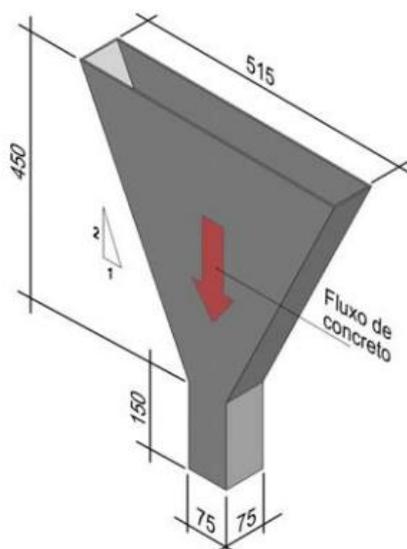
espalhada, que deve ser, preferencialmente, arredondada, indicando boa retenção de água e coesão adequada da argamassa. Concretos autoadensáveis têm espalhamento igual ou maior que 550 mm (REPETTE, 2011). Segundo este mesmo autor, o tempo para atingir espalhamento de 500 mm, parâmetro chamado  $t_{500}$ , deve estar, preferencialmente, entre 2 e 5 segundos.

### 3.4.2 Funil V (*V-funnel test*)

O funil V, de seção retangular, cujos detalhes são apresentados pela Figura 3.7, foi desenvolvido por Ozawa, Sakata e Okamura (1995) para a avaliação da capacidade do concreto escoar e passar por estreitamentos. O ensaio funil V é indicado para o ensaio de concretos com agregados graúdos com dimensão máxima de 19 mm (REPETTE, 2011).

Este ensaio consiste de uma forma no formato de funil, onde um volume de 12 litros de CAA é vertido no funil, sem adensamento, preenchendo completamente o seu interior. Observando-se o concreto pela abertura superior, registra-se o tempo necessário para que escoe pelo funil, determinando-se com cronômetro, o tempo desde a abertura da extremidade inferior, até que a luz seja visível através da parte superior do equipamento. Essa marca deve ser obtida em um tempo igual a  $10 \pm 3$  segundos (ALMEIDA FILHO, 2006).

**Figura 3.7 – Equipamento e dimensões (mm) do ensaio Funil V**



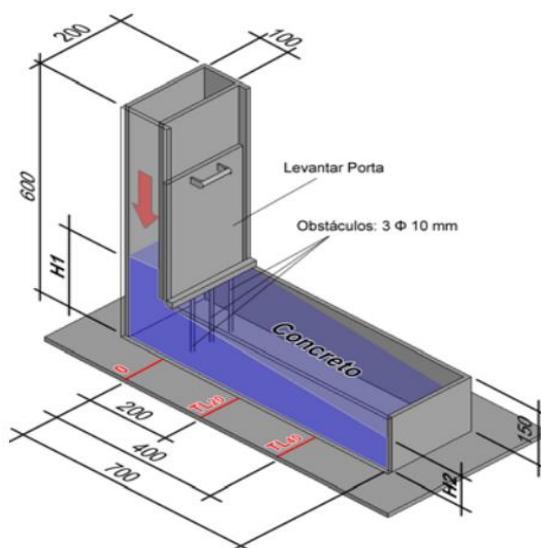
Fonte: Barros, (2009).

### 3.4.3 Caixa L (*L-box test*)

O ensaio de caixa L avalia a capacidade do CAA de escoar e de resistir ao bloqueio ao passar entre as armaduras e nos espaços entre as armaduras e paredes das fôrmas. Esse ensaio desenvolvido no Japão é um dos mais exigentes para a avaliação do desempenho do CAA no estado fresco.

O concreto é vertido, sem adensamento, no compartimento vertical da caixa, ilustrada na Figura 3.8. Quando se abre a “porta” de contenção entre os compartimentos vertical e horizontal, o concreto, pela ação do seu peso próprio, escoar através das barras de aço para dentro do compartimento horizontal, até parar de se mover. A altura do concreto H1 é medida junto à porta de contenção, e a H2 na extremidade final do compartimento horizontal. A relação H2/H1, chamada razão de bloqueio, indica a facilidade do concreto em escoar e passar pelas restrições impostas pelas barras de aço. Apesar de não ser regra, é comum o uso de três barras de aço com diâmetro de 12,5 mm, o que resulta em espaçamentos de 40,5 mm entre as restrições.

**Figura 3.8 – Equipamento e dimensões (mm) do ensaio caixa L**



Fonte: Barros, (2009).

De acordo com Tviksta (2000), o valor aceitável para a razão de bloqueio, H2/H1 é normalmente situado entre 0,80 a 0,85, e, valores inferiores como 0,6, às vezes, mostram valores aceitáveis para a estrutura. Entretanto, valores entre 0,8 e 1,0 são considerados aceitáveis, desde que seja verificada a resistência à segregação do concreto.

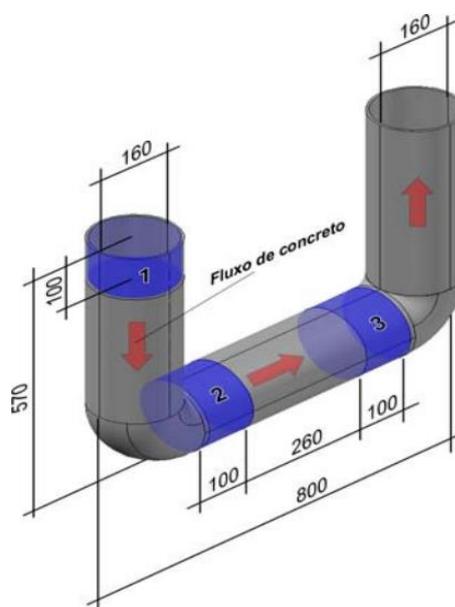
### 3.4.4 Tubo -U (*U-pipe test*)

Devido à carência de equipamentos de ensaio para caracterizar a resistência à segregação do CAA, alguns equipamentos foram criados e usados em recentes pesquisas, tais como o Tubo-U de Gomes (2002) e a Coluna de Rooney (2002). Através deles, foram obtidos resultados mais confiáveis nas análises de tal característica (LISBÔA, 2004).

Os conjuntos de procedimentos para a realização deste ensaio são simples e eficazes para a medição da segregação no concreto. O princípio deste ensaio baseia-se na fluidez do concreto que passa de lado a outro do tubo em forma de U, ressaltando que o ensaio se limita a apenas concretos altamente fluidos.

O aparato consiste em três tubos de PVC retos e dois tubos de PVC curvos (90°), onde todos apresentam o diâmetro igual a 156 mm (ver Figura 3.9). Todos os tubos são cortados ao meio a fim de que o tubo, que funciona como uma fôrma, possa ser retirada sem danificar o concreto e assim verificar a distribuição de agregado graúdo no concreto.

**Figura 3.9- Modelo de Tubo-U e dimensões (mm)**



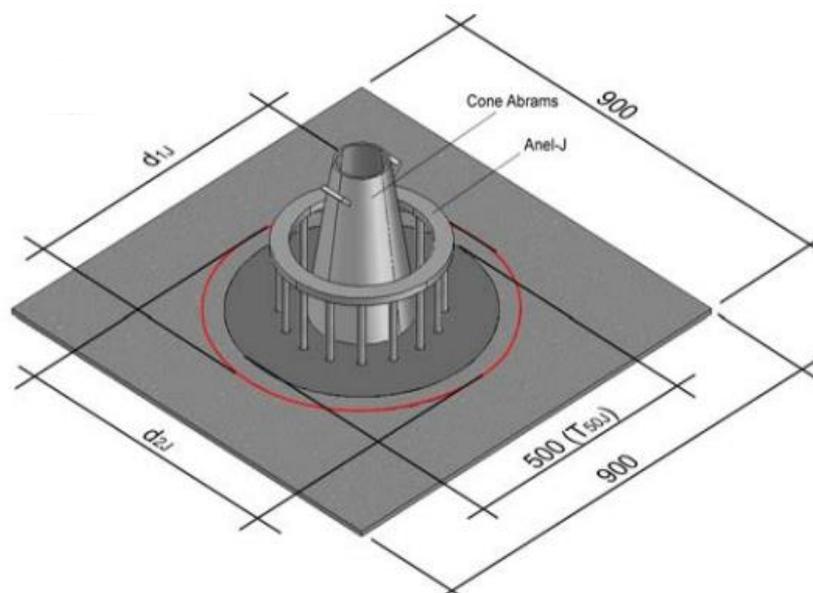
Fonte: Barros, (2009).

O valor da razão de segregação é o 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 aos agregados graúdos nas posições 1, 2 e 3, respectivamente. A segregação é considerada desprezível se  $RS \geq 0,90$ .

### 3.4.5 Anel-J (*J-ring*)

O ensaio do anel-J ou anel japonês foi criado para aliar a avaliação da capacidade de o CAA escoar e passar por restrições, destinando-se a facilitar o controle do recebimento na obra, uma vez que eliminaria a necessidade da realização do ensaio de caixa-L. Consiste em um anel metálico, com 300 mm de diâmetro e 120 mm de altura, com dezesseis barras de aço de 10 mm de diâmetro igualmente distribuídas ao longo do seu perímetro conforme a Figura 3.10. O resultado final se dá pela diferença de abertura no espalhamento obtido nos ensaios de anel-J e no espalhamento sem o anel-J, indicando a resistência do concreto ao bloqueio e é o principal resultado obtido no ensaio.

**Figura 3.10 – Anel-J e suas dimensões (mm)**



Fonte: Barros, (2009).

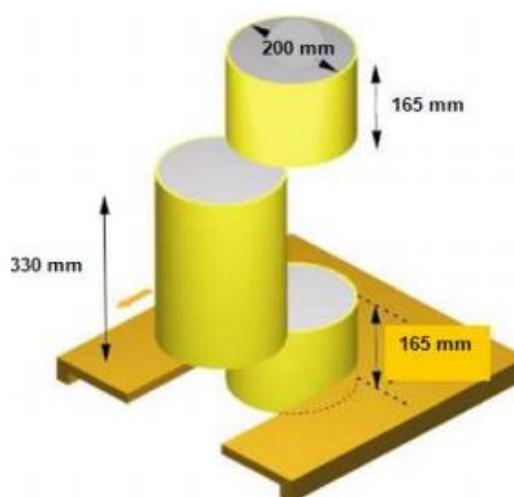
### 3.4.6 Ensaio da coluna de segregação

O ensaio determina a resistência à segregação do CAA pela diferença das massas de agregado graúdo existentes no topo e na base da coluna de segregação. A coluna constitui-se de um tubo de PVC, de diâmetro nominal de 200 mm e 660 mm de altura total, dividido em três seções. A parte do topo e da base devem ter alturas de 165 mm e a parte central deve ter altura de 330 mm. As três partes devem ser unidas de maneira que não ocorra vazamento de concreto durante a execução do ensaio NBR 15823-6:2010 (ABNT,2010). A Figura 3.11

detalha as dimensões do tubo para a realização do ensaio.

O tempo de preenchimento da coluna não deve ser superior a 5 minutos e, aproximadamente 20 minutos após a moldagem, devem ser retiradas as porções de concreto do topo e da base, procedendo a lavagem e peneiramento (com abertura da malha de 5 mm) da mistura de forma a remover totalmente a argamassa, permanecendo somente os agregados graúdos. Esses são pesados, obtendo-se as massas  $m_B$  e  $m_T$  para cada amostra de acordo com a NBR 15823-6:2010 (ABNT,2010).

**Figura 3.11 – Ensaio da coluna de segregação**



Fonte: Alencar, (2008).

Segundo a NBR 15823-6:2010 (ABNT, 2010), a porcentagem de segregação é calculada através da equação 3.2, onde: SR: resistência à segregação (%);  $m_B$ : massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada da base da coluna (em gramas);  $m_T$ : massa do agregado graúdo obtido na porção de concreto retirada do topo da coluna (em gramas).

$$SR = 2 \cdot \frac{(m_B - m_T)}{(m_B + m_T)} \cdot 100 \quad (3.2)$$

A segregação avaliada por este ensaio é classificada como estática, já que conforme Bethmont *et al.* (2009), a segregação é definida como estática quando ocorre após o concreto fresco ter sido lançado nas fôrmas e, dinâmica, quando esta ocorre durante o lançamento.

### 3.4.7 Valores recomendados

Para permitir a avaliação do desempenho do concreto fresco são necessárias referências para os resultados dos ensaios. Na Tabela 3.3 são apresentados os valores recomendados na literatura, englobando diversos estudos, que asseguram o atendimento das características de autoadensabilidade do concreto, avaliadas através dos ensaios mais comumente utilizados.

**Tabela 3.3–Valores recomendados para ensaios de aceitação do CAA.**

Valores recomendados					
Método	Unidade	EFNARC	Gomes e Barros	Tutikian e Dal Molin	NBR 15823:2010
Slump flowtest	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	≤8
Caixa L, h2/h1	-	0,8 a 1,0	0,8 a 1,0	0,8 a 1,0	≥ 0,8
Tubo U, RS	-	-	≥0,90	≥0,90	-
Coluna de segregação	%	-	-	-	≤ 20

\*medida do bloqueio pela diferença da altura

\*\* Variam conforme a especificação do ensaio.

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

## 3.5 Considerações Finais

Neste capítulo apresentou-se um histórico do desenvolvimento do CAA, no que se refere às suas propriedades no estado fresco, os materiais que o compõe e os ensaios de verificação para atender aos seus requisitos funcionais.

Os materiais utilizados para a elaboração do CAA têm grande influência na qualidade final do CAA, no entanto, torna-se necessário o controle tecnológico dos mesmos, espera-se que sua utilização de torne mais frequente em virtude das altas exigências de qualidade e durabilidade das construções em concreto.

Quanto aos modelos apresentados para a verificação do CAA, são os mais comumente

utilizados, por serem de fácil manuseio, transporte e calibração, sendo adequados para o canteiro de obra.

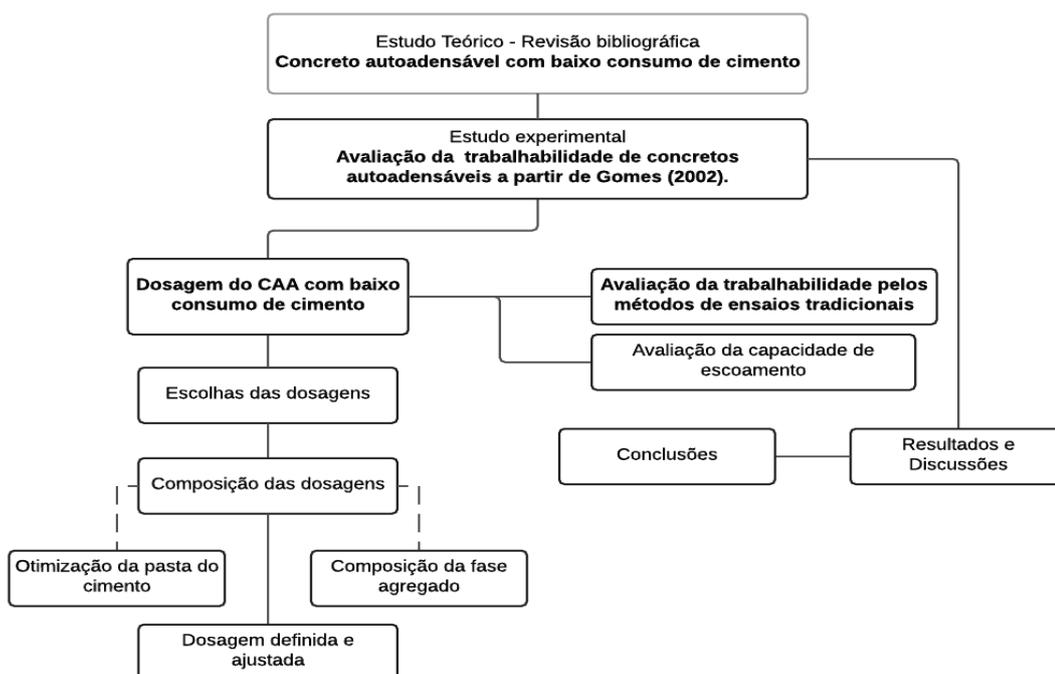
## 4 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Neste capítulo se apresenta o procedimento experimental desenvolvido para o estudo do CAA com baixo consumo de cimento. Os experimentos realizados e descritos neste capítulo visam atender às questões que motivam este trabalho, buscando-se atingir os objetivos estabelecidos referentes à redução do consumo de cimento, avaliação da resistência à compressão, tração na compressão diametral e módulo de elasticidade.

A seguir serão descritos todos os materiais utilizados nos diversos concretos ensaiados, com suas principais características. Algumas destas obtidas por fabricantes e outras por métodos experimentais. Os ensaios foram conduzidos no Laboratório de Estruturas e Materiais do UNASP utilizando uma máquina (Prensa Servo-hidráulica, classe I) de ensaios universal.

A seguir, um esquema do procedimento experimental adotado é apresentado na Figura 4.1.

**Figura 4.1 – Esquema da metodologia utilizada na presente pesquisa**



## 4.1 Materiais Utilizados

Para a realização de qualquer natureza de experimento no campo de estudo dos materiais é necessário verificar as matérias-primas disponíveis. Esta verificação deve levar em conta aspectos técnicos, tais como qualidade, características físicas e químicas, aspectos econômicos, que envolvem os custos de armazenamento, transporte, aquisição e aplicação, e também aspectos relativos ao fornecimento, que se referem à garantia de fornecimento nas quantidades e prazos necessários e uniformidade dos produtos entregues. Desta forma, neste estudo optou-se por agregados encontrados na região metropolitana de Campinas, Engenheiro Coelho/SP, cimento comercializado na região e adições e aditivos químicos disponíveis a nível nacional.

### 4.1.1 Cimento

Foi utilizado apenas um tipo de cimento: CPV ARI, especificado pela NBR 5733:1991 (ABNT, 1991) e produzido pela Holcim. A razão da escolha quanto ao tipo de cimento, deve-se ao fato de ser um cimento exclusivamente para aplicação na indústria de pré-moldados e artefatos de concreto, onde torna-se necessário o aumento da produtividade associado a resistências extremamente elevadas nas primeiras horas de aplicação, área no qual designa esta pesquisa. Na Tabela 4.1 apresenta as principais características físicas, químicas e mecânicas do cimento utilizado.

**Tabela 4.1 – Propriedades físicas, químicas e mecânicas do cimento**

Parâmetro	Valores obtidos
#325	3%
Superfície Blaine	4500
Tempo de pega	130 min.
Resistência à compressão	1 dia = 26 MPa / 28 dias = 53 MPa
Coloração	Clara e Uniforme
Teor de Clínquer	95%

Fonte: HOLCIM (2015).

### 4.1.2 Sílica Ativa

Foi utilizada apenas uma adição mineral: sílica ativa. A mesma foi escolhida com o

intuito de gerar o refinamento de poros por meio da ação pozolânica e de empacotamento nos níveis abaixo da granulometria do cimento.

A sílica ativa (Tecnosil), oriunda do processo de fabricação do ferro silício, possui massa específica de 2,22 g/cm<sup>3</sup>. O fabricante do produto TECNOSIL, apresenta ainda, superfície específica (BET) aproximadamente 19000 m<sup>2</sup>/kg, teor de SiO<sub>2</sub> > 90%. O produto tem retenção na peneira #325 (abertura de 45 µm) inferior a 10% (TECNOSIL, 2015).

#### 4.1.3 Fíler calcário

Utilizou-se um fíler proveniente do calcário, compacto e de granulação fina na coloração branca, chamado comercialmente como pó de calcário. Os dados fornecidos pelo fabricante BRASIL MINAS estão relacionados na Tabela 4.2.

**Tabela 4.2- Propriedades físico-químicas do Fíler calcário**

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

Fonte: Brasil Minas (2015).

#### 4.1.4 Aditivo Superplastificante (SP)

O aditivo Adiment Super MC<sup>®</sup>, produto desenvolvido pela VEDACIT que proporciona ao concreto uma dispersão entre agregados e cimento, permitindo uma redução na água de amassamento. Proporciona características como alta resistência inicial e final, alta fluidez,

autonivelção, rápido lançamento, aderência à armadura, excelente acabamento, alta densidade e baixa permeabilidade (VEDACIT, 2015).

O Adiment Super MC<sup>®</sup> apresenta-se na cor amarelada, tem densidade média de 1,23 g/cm<sup>3</sup>, segundo informações do fabricante (VEDACIT, 2015).

#### 4.1.5 Agregado Miúdo

A areia utilizada é de origens quartzosa, oriunda de cavas, da região metropolitana de Campinas/SP. Após a seleção do tipo de areia a ser empregada foi realizado o estudo de caracterização física, sendo os resultados relacionados na Tabela 4.3 e Figura 4.2.

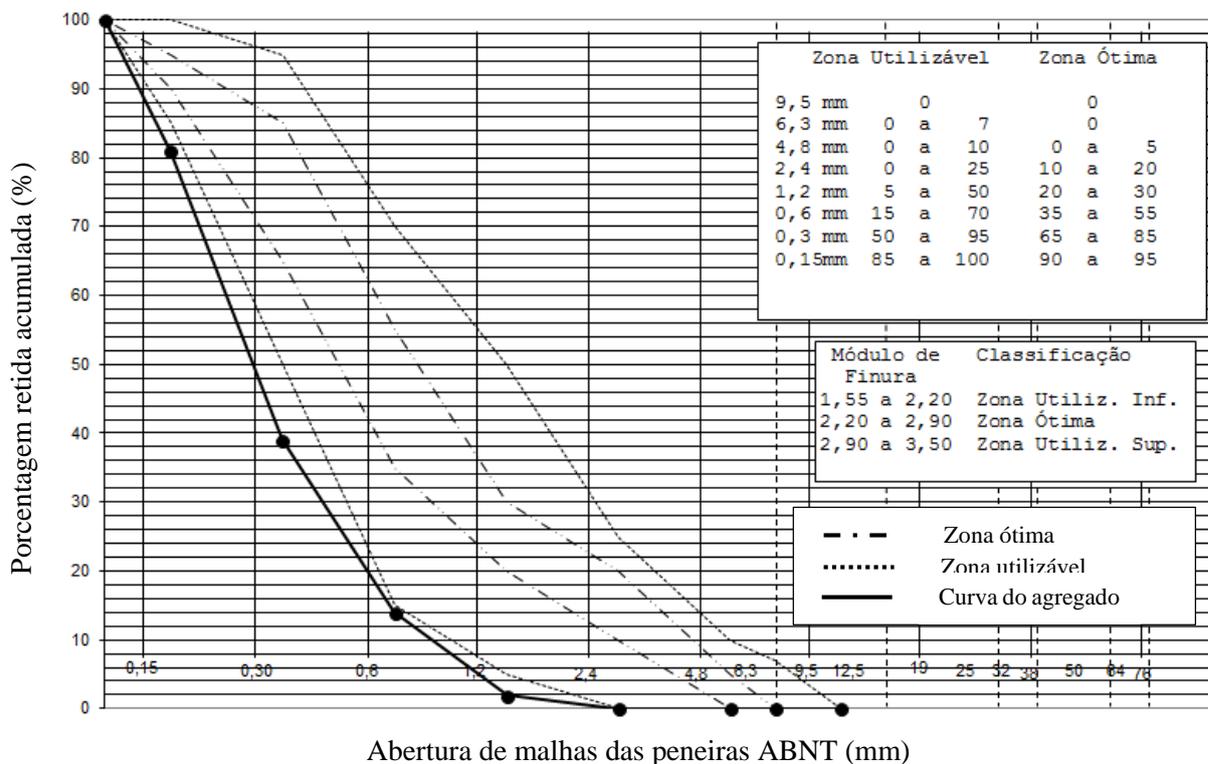
A caracterização do agregado miúdo seguiu as condições apresentadas pelas normas vigentes: composição granulométrica, dimensão máxima característica e módulo de finura (ABNT NBR NM 248:2003); classificação granulométrica (ABNT NBR 7211:2009); massa unitária no estado solto e estado compactado seco e índice de vazios (ABNT NBR NM 45:2006); massa específica (ABNT NBR NM 52:2009).

**Tabela 4.3- Caracterização física dos agregados miúdos**

DMC (mm)	Módulo de Finura	Classificação	Massa Específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa Específica solta (g/cm <sup>3</sup> )	Massa unitária compactada seca (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de Vazios (%)
1,2	1,36	Fina	2,632	1,567	1,712	34,3

Fonte: Autor (2015).

Figura 4.2- Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado miúdo



Fonte: Autor (2015).

#### 4.1.6 Agregado Graúdo

O agregado empregado é de origem basáltica, na forma britada, originários da região de Engenheiro Coelho/SP. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização encontram-se na Tabela 4.4 e Figura 4.3.

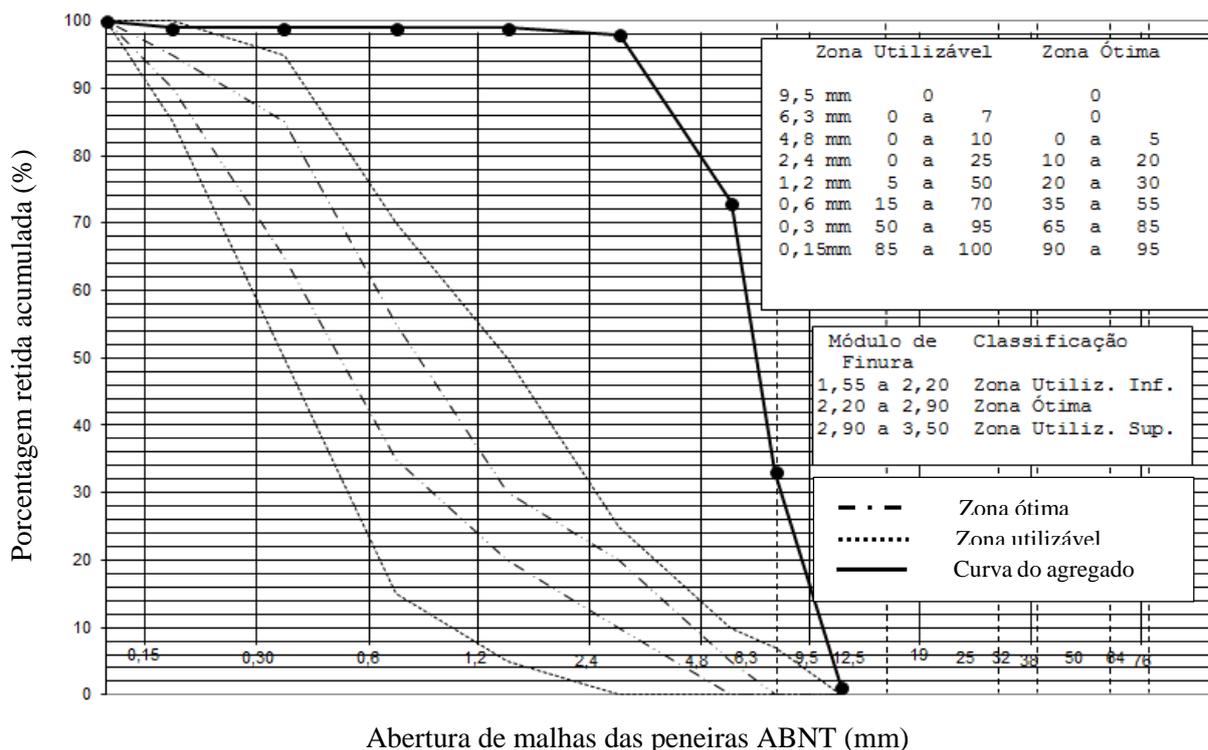
A caracterização do agregado seguiu as condições apresentadas pelas normas vigentes: composição granulométrica, dimensão máxima característica e módulo de finura (ABNT NBR NM 248:2003); classificação granulométrica (ABNT NBR 7211:2009); massa unitária no estado solto e estado compactado seco e índice de vazios (ABNT NBR NM 45:2006); massa específica (ABNT NBR NM 53:2009).

Tabela 4.4- Caracterização física dos agregados graúdos.

DMC (mm)	Módulo de Finura	Classificação d/D	Massa Específica seca (g/cm <sup>3</sup> )	Massa Específica solta (g/cm <sup>3</sup> )	Massa unitária compactada seca (g/cm <sup>3</sup> )	Índice de Vazios (%)
12,5	5,68	4,75/12,5	2,93	1,598	1,601	45,7

Fonte: Autor (2015).

**Figura 4.3- Curva granulométrica (zona utilizável e ótima) do agregado graúdo**



### 4.2.1 Empacotamento dos agregados

O processo experimental de empacotamento dos agregados adotado foi o de misturas sucessivas, o que é apresentado por Rebmann (2011). Por se tratar de um método que pode ser usado em qualquer local e por considerar a interação entre as partículas reais, inclusive os seus formatos e texturas superficiais. Esta metodologia é realizada em fases sucessivas. Cada fase otimiza a mistura entre dois materiais ou misturas já estabelecidas. A seguir, descreve-se um destas fases, denominando genericamente os dois materiais de Material A e Material B.

Toma-se uma quantidade de Material A suficiente para preencher no estado compactado o recipiente empregado na determinação da massa unitária compactada. Utilizou-se nesta pesquisa recipiente de aproximadamente 15 L para análise dos agregados graúdos e de 3 L para os agregados miúdos. Preenche-se inicialmente o recipiente com o Material A, em três camadas, recebendo cada camada compactação com 25 golpes de uma barra de aço de 16mm. No final da terceira camada, e após a regularização da superfície, o recipiente é pesado. A relação entre a massa de material compactado e o volume do recipiente é a massa unitária compactada. Em função da variabilidade no processo de compactação aplicou-se nesta pesquisa sempre a média das três medidas.

O próximo passo é repetir o procedimento com misturas dos Materiais A e B em diversas proporções. Por motivos de economia de materiais este procedimento pode ser realizado reaproveitando o Material A já utilizado, acrescentando a quantidade necessária de material B para obter a proporção desejada. A quantidade a ser acrescentada pode ser calculada em cada etapa pela equação:

$$\Delta m_B^i = \frac{m_A}{\%_A^i} - m_A - m_B^{i-1} \quad (4.1)$$

Sendo  $\Delta m_B^i$  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  $i$ .

É possível concluir que, à medida que vai decrescendo a porcentagem do Material A, deve-se aumentando a porcentagem do Material B.

Os valores de massa unitária compactada (M.U.C) já fornecem boa ideia do melhor preenchimento dos vazios do material sólido. No entanto, a melhor maneira de apresentar isto é mediante pelo índice de vazios. Mediante a isto, optou-se nesta pesquisa utilizar o índice de vazios na determinação do ponto ótimo de mistura. Sabendo as massas específicas de cada

material pode-se calcular o volume real ocupado pelos sólidos em cada composição. O índice de vazios (I.V.) é a porcentagem de volume de vazios em relação ao volume total. Matematicamente isto pode ser expresso pela equação a seguir:

$$I.V. = 100\% - \left( \frac{\%_A}{\gamma_A} + \frac{\%_B}{\gamma_B} \right) \cdot (M.U.C) \quad (4.2)$$

Sendo  $\%_A$  e  $\%_B$  as porcentagens dos materiais A e B,  $\gamma_A$  e  $\gamma_B$  as massas específicas e M.U.C a massa unitária compactada da mistura.

Neste trabalho optou-se por realizar o processo de empacotamento em duas fases. Na primeira empacotaram-se separadamente o agregado miúdo e o agregado graúdo. Nota-se que foi incluído na fase de empacotamento de agregado miúdo o filler calcário. Por fim numa segunda fase realizou-se o empacotamento entre a o agregado graúdo e a melhor mistura de agregados miúdos.

#### 4.2.2 Avaliação dos aditivos

Tendo como objetivo principal a compatibilidade cimento-aditivo e determinação do teor ótimo de aditivo, foram realizados ensaios de miniabatimento de tronco de cone, convencionalmente chamado de Ensaio de Kantro.

Pesa-se inicialmente os materiais a serem utilizados. Para a realização de um ensaio, 500g de cimento são suficientes. Adota-se relação água/cimento igual para todos os ensaios. Nesta pesquisa optou-se por relação a/c = 0,4, por permitir espalhamento em intervalos aceitáveis para os diversos consumos de aditivo. O uso de maior quantidade de água pode levar à exsudação da pasta e a contornos de espalhamento mais irregulares. Teores muito baixos de água prejudicam avaliar o espalhamento a baixos teores de aditivo. A quantidade de aditivo é calculada em porcentagem da massa seca de cimento e é o parâmetro a ser variado nos diversos ensaios sequenciais. Antes do uso os aditivos devem ser vigorosamente agitados para evitar a heterogeneidade de concentração.

Em um misturador de bancada os materiais são misturados, tendo utilizado a sequência de mistura onde inicialmente colocou-se o cimento e 90% da água na cuba metálica da argamassadeira, misturando em velocidade baixa por 60 segundos. Posteriormente, durante 30 segundos, elimina-se o material aderido na parede da cuba metálica e no misturador com o auxílio de uma espátula de aço, misturando em seguida em velocidade baixa por mais 30 segundos. O aditivo e os 10% restantes de água são então acrescentados, limpando o

recipiente do aditivo com a água para garantir que todo aditivo tenha sido adicionado à mistura. O tempo considerado como início da ação do aditivo é o tempo em que o primeiro aditivo entra em contato com a pasta. Este é o tempo zero que foi adotado para as análises. Segue mais uma etapa de mistura em velocidade baixa durante 80 segundos, após a qual, com auxílio da espátula de aço pequena mistura-se manualmente a pasta para desgrudar eventual massa mais consistente presa ao fundo e laterais da cuba durante 60 segundos. A mistura final se processa em velocidade alta por 90 segundos.

Consiste, o ensaio de espalhamento, em despejar a pasta dentro do minitronco de cone até o nível superior. Previamente, com o auxílio de um pincel, deve ser aplicada fina camada de óleo mineral na superfície sobre a qual é realizado o ensaio e nas faces internas do cone. Levanta-se então o minitronco de cone na vertical e deixa-se escorrer o material. As medidas dos diâmetros de espalhamento são realizadas após 60 segundos após o levantamento do molde. Realizam-se quatro medidas de diâmetro na pasta espalhada, em intervalos de 45°, com ajuda de um paquímetro.

Após a realização das medições, a pasta é recolhida a cuba, retornando a argamassadeira, onde permanece tampada com pano úmido para evitar a perda de água e submetida à mistura na velocidade lenta até a próxima medida.

Cerca de 3 minutos antes da próxima medida deve-se verificar com auxílio de espátula se existe material consistente preso ao fundo e laterais da cuba. Caso houver raspar e misturar manualmente durante 60 segundos. Antes do novo ensaio deixa-se misturar a pasta em velocidade lenta alta por 90 segundos.

Na Figura 4.4 mostram-se os procedimentos adotados para execução do ensaio.

**Figura 4.4 – Ensaio de miniabatimento de tronco de cone**



Fonte: Autor (2015).

Os ensaios são realizados em intervalos constantes, dentro do intervalo tempo previsto para aplicação do concreto. Como neste trabalho não havia nenhuma aplicação real a ser atendida considerou-se que um tempo de aplicação de 1 hora pode ser considerado adequado para boa parcela dos concretos executados em obra. Realizou-se neste intervalo leitura a cada 15 minutos e leitura inicial com 5 minutos, totalizando em 5 leituras.

Como pode haver alterações nos resultados, em função das condições ambientais, adotaram-se limites de temperatura de  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  e umidade relativa de  $65 \pm 5\%$ .

### 4.2.3 Concretos auxiliares

Com os critérios iniciais de composição dos agregados e porcentagem de aditivo estabelecidos, avaliaram-se algumas dosagens iniciais como teste para analisar a potencialidade de redução do consumo de cimento. Essas dosagens foram realizadas em pequeno volume em betoneira gravitacional com capacidade volumétrica de 145 litros. O volume obtido era suficiente para realizar um ensaio de consistência pelo espalhamento do tronco de cone – *slump-flow test* – (NBR NM 15853-2: 2010) e posteriormente moldagem de doze corpos de prova cilíndricos 10 cm x 20 cm. Optou-se por romper estes corpos de prova à compressão nas idades de 20 horas, 3 dias, 7 dias e 28 dias, sendo três para cada idade. Para cada nova dosagem o procedimento descrito acima era repetido. Devido à pequena quantidade de amostras, este ensaio teve finalidade apenas exploratória para indicar a possibilidade da elaboração dos concretos planejados e avaliar a influência de alguns parâmetros.

Dentre as características analisadas nesta fase estão o procedimento de mistura, o consumo de cimento, a quantidade de água necessária, alternativas de empacotamento, tipos de aditivos, teores de aditivos e eliminação de alguns materiais.

## 4.3 Dosagem

Optou-se por trabalhar com apenas um único tipo de cimento, sendo ele, CPV ARI do fornecedor HOLCIM. Foram elaborados dois concretos de referência (CR1 e CR2) e três concretos de baixo consumo de cimento (CBC1 a CBC3), conforme é ilustrado na Figura 4.5.

A adoção de dois concretos de referência se justifica pelo caráter comparativo, apesar dos dois apresentarem a mesma dosagem diferindo apenas a presença do Fíler de calcário, no qual contribui para uma maior fluidez. Têm-se assim um total de cinco dosagens de concreto a serem analisadas.

**Figura 4.5- Corpos de prova de CAA com baixo consumo de cimento**



Fonte: Autor (2015).

#### **4.3.1 Determinação da composição do concreto autoadensável**

Existem diversas propostas nomeadas para a determinação da composição do CAA, dentre elas podem ser citadas de Saak *et al.* (2001), Arima *et al.* (2002), Tutikian *et al.* (2004), e da UPC (GETTU ; AGULLÓ, 2004). A proposta adotada para o desenvolvimento do CAA foi baseada na pesquisa de Gomes (2002) a qual se baseia no método de dosagem desenvolvido na UPC (Universidade Politécnica da Catalunha). Segundo a avaliação, o CAA pode ser determinado por meio de três etapas: pasta, agregado (esqueleto granular) e concreto.

O método da UPC é baseado na otimização separada da composição da pasta e do esqueleto granular dos agregados. A pasta é constituída de cimento, sílica ativa, Fíler, água e superplastificante, enquanto o esqueleto granular é composto pela otimização entre agregado miúdo e graúdo de modo a se encontrar a maior compactação seca sem haver a necessidade de compactar os agregados; desse modo, há a redução de vazios no esqueleto granular.

De acordo com Gettu e Agulló (2004), as relações utilizadas em peso para a determinação da composição da pasta são  $A/C$ ,  $SA/C$ ,  $SP/C$ , e  $F/C$ . Tratando-se de concretos de alta resistência se utiliza a relação  $SA/C = 0,1$ , a relação  $A/C$  é fixada em 0,4 e, a partir daí esse valor é reduzido até que se obtenha a resistência requerida.

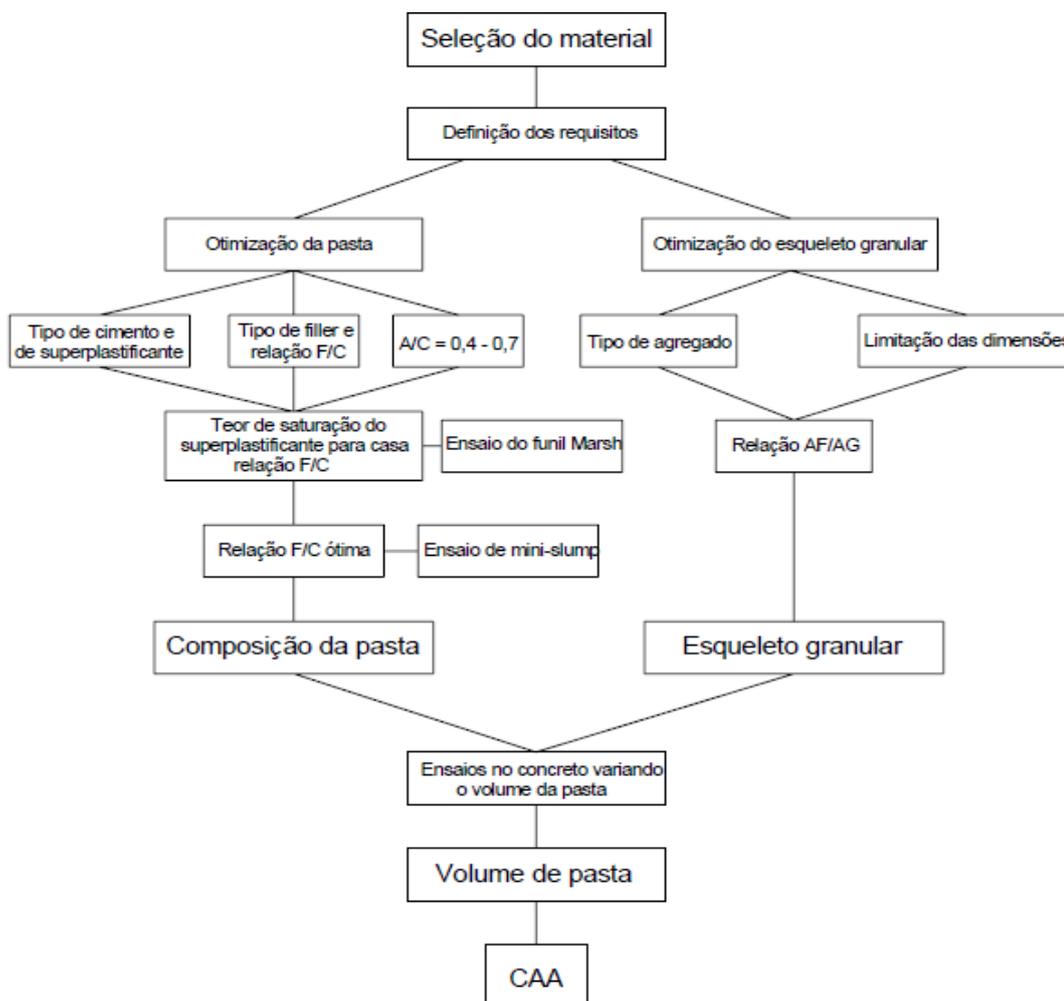
Determinado as relações A/C e SA/C, passa-se à determinação da dosagem tanto do superplastificante quanto da adição de fíler. Por meio do ensaio de cone Marsh determina-se a relação SP/C, que representa o ensaio de fluidez e otimização do teor de superplastificante na pasta.

Com a determinação do teor ótimo de superplastificante, determina-se o teor ótimo de adição, onde está varia em adição ao cimento ou em substituição de cimento, este último utilizado nesta pesquisa. De acordo com Aïtcin (2000), a dosagem de fíler se faz a partir do ensaio de miniabatimento ou mini-espalhamento, que trata em medir o diâmetro do espalhamento, que deve estar dentro do limite de  $(18 \pm 1)$  cm e de medir o tempo que a pasta leva para ultrapassar o diâmetro de 115 mm ( $T_{115}$ ), que deve estar dentro do limite de  $(3 \pm 1)$  s). Segundo Gettu e Agulló (2004) e Gomes (2002), a pasta que respeitar os parâmetros estabelecidos terá relação de Fíler com relação ao cimento ótima.

Vale ressaltar que o conteúdo ótimo de pasta tem grande importância na fluidez e coesão do CAA, pois esta tem como função preencher os vazios existentes entre agregados, gerando, assim, a autoadensabilidade no estado fresco e a resistência à compressão no estado endurecido (GETTU ; AGULLÓ, 2004; e GOMES, 2002).

A Figura 4.6 apresenta o esquema de otimização da dosagem do CAA, segundo Gomes (2002).

Figura 4.6- Esquema de otimização para o CAA



Fonte: Adaptado de Gomes, p. 98 (2002).

#### 4.3.1.1 Etapa pasta

O CAA necessita de fluidez elevada não podendo haver nenhuma segregação dos agregados, o que requer uma otimização da quantidade de material nas fases de pasta e agregado (Gomes, 2002).

Apresenta-se neste segmento, a teoria para se obter uma pasta com alta fluidez e boa coesão entre suas partículas. Essa teoria envolve a aplicação de dosagens de superplastificantes e de fíleres para garantir a fluidez e a coesão, respectivamente.

Para se elaborar a pasta do CAA, inicialmente deve-se determinar as características dos materiais a serem empregados, uma vez que o ponto de saturação vai depender do tipo do cimento, da relação água/cimento, do tipo de superplastificante, do tipo de adição mineral e de sua dosagem, e da sequência da mistura dos materiais (GOMES, 2002; RONCERO, 2000).

A dosagem da pasta é definida pelo ponto de saturação ou ponto ótimo de dosagem (ALMEIDA FILHO, 2006). A realização do ensaio da fluidez da pasta é fundamental para se obter a fluidez adequada da pasta, e quanto maior a fluidez da pasta a sua perda de fluidez por um tempo superior a 30 minutos é desprezada (GOMES, 2002).

Considerado como um método simples e prático para se avaliar a fluidez de mistura, o ensaio de funil Marsh, é utilizado como parte do projeto da mistura do concreto de alto desempenho, com alta resistência à compressão e elevada trabalhabilidade (GOMES, 2002).

A utilização deste método envolve algumas vantagens como, o uso de um aparato simples para a sustentação do funil, uma pequena quantidade de material e um procedimento de ensaio simples e de fácil repetição. A desvantagem deste método está na utilização de pastas com pouca fluidez e na rugosidade da superfície do cone, que pode interferir nos resultados.

De acordo com Roncero (2000) a temperatura ambiente estando entre 5 a 45°C não altera o ponto de saturação de uma mistura.

Para a determinação do índice de fluidez serão utilizados os parâmetros apresentados pela NBR 7681-2:2013 (ABNT, 2013) que trata da metodologia de obtenção do índice de fluidez de calda de cimento para injeção com o auxílio do funil Marsh.

Para a verificação do índice de fluidez foi utilizado o funil de Marsh com diâmetro igual a 8 mm. A metodologia adotada nesta pesquisa compreende em medir o tempo que determinado volume de pasta fluía para um recipiente. Portanto, quanto menor o tempo de fluidez da pasta mais fluida será a mistura. A Figura 4.7 ilustra o funil Marsh utilizado e a argamassadeira de bancada de 2 velocidades com capacidade de 5 litros.

**Figura 4.7– (a) Funil Marsh utilizado para o ensaio de fluidez e (b) argamassadeira utilizada na etapa pasta**



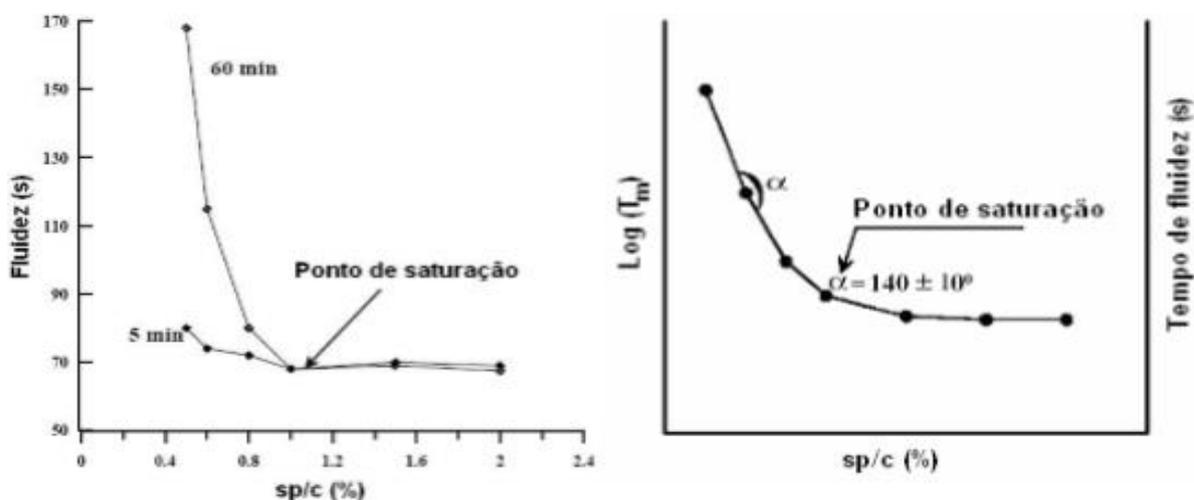
(a)

(b)

Fonte: Autor (2015).

Para a determinação do ponto de saturação da pasta foi utilizado o procedimento semelhante adotado por Gomes (2002) e Almeida Filho (2006) que se baseia no Método AFREM (DE LARRARD et al., 1997). Tal procedimento consiste em montar uma curva em escala logarítmica do tempo de fluidez ( $T_m$ ) vs. A relação SP/C e considerar a tangente para a menor razão SP/C com uma inclinação 2/5. A Figura 4.8 ilustra os processos para a determinação do ponto de saturação de uma pasta.

**Figura 4.8– Modelos para determinação do ponto de saturação (a) Método de Aïtcin, (b) Método AFREM**



Fonte: Gomes, (2002).

Analisando-se o teor ótimo de superplastificante para a composição da pasta pode-se notar que, quanto mais se aumenta a quantidade de finos na mistura, a quantidade de superplastificante ou de água é maior, para permitir uma melhor hidratação do cimento, pois foi percebido que a falta de água ou superplastificante gera a formação de aglomerantes de cimento com finos, que provocam uma má avaliação da fluidez da pasta, pois diversas misturas apresentam excelente fluidez, porém a formação de aglomerados de cimento com finos obstruía a passagem da pasta no funil.

A reologia do cimento é sensível à forma de adição dos materiais (Gomes, 2002), assim, a sequência do lançamento adotada é de acordo com o que é apresentado por Almeida Filho (2006), onde foi estudado a influência da sequência da mistura dos materiais no estado da pasta. A Tabela 4.5 apresenta a sequência de mistura elaborada por Almeida Filho (2006) e adotado nesta pesquisa.

**Tabela 4.5– Sequência de lançamento dos materiais**

Sequência	Procedimento			Tempo (s) no Funil Marsh	
	Passo	Material	Tempo de Mistura		Velocidade mistura
2	1	Cimento + sílica ativa	30	Lenta	60,5
	2	2/3 água + 2/3 superplastificante	60	Lenta	
	3	Limpeza das bordas e misturar	60	Lenta	
	4	1/3 água + 1/3 superplastificante + Fíler calcário	60	Lenta	
	5	Mistura final	120	Rápida	

Fonte: Almeida Filho, (2006).

Foi utilizado para cada teor de saturação a repetição de três ensaios, assim, para se ter uma noção da variabilidade das propriedades do CAA e dessa maneira gerar uma confiabilidade dos resultados. Um coeficiente de variação de no máximo 5% para esse procedimento, onde, se este fosse ultrapassado, o ensaio era realizado novamente.

O teor ótimo de superplastificante foi considerado para o tempo de 10 minutos após a mistura do cimento com a água (ALMEIDA FILHO, 2006). De tal forma, que os teores de superplastificante foram de 0,48% para A/C=0,4 e de 0,42% para A/C=0,6.

A temperatura ambiente para o estudo da fluidez da pasta, variou de 23° a 27°C, com umidade relativa do ar entre 68% e 87%, para todos os ensaios, medido com o auxílio de um termo-higrômetro (Figura 4.9).

**Figura 4.9– Termo-higrômetro utilizado para medição de temperatura e umidade**

Fonte: Autor, (2015).

### 4.3.1.2 Etapa agregado

Posteriormente a caracterização dos agregados, devem-se determinar as relações entre os agregados, o teor de vazios existentes e a relação entre a quantidade de agregado miúdo e total de agregados (SU et al., 2001).

Mediante a determinação dos agregados a serem usados na mistura, deve-se verificar a influência da quantidade de vazios existentes no esqueleto granular, para isso, deve-se realizar o ensaio de mistura dos teores dos agregados de modo a se obter a mistura com menor quantidade de vazios. Esse procedimento tem como base a ideia de que a combinação dos agregados com uma mínima quantidade de vazios levava a um menor consumo de pasta, porosidade e retração (GOMES, 2002; GOLTERMANN et al., 1997).

Assim, para esta pesquisa foi utilizado o mesmo procedimento de Gomes (2002) e Gettu e Agulló (2004) para a determinação do teor ótimo de agregados levando em consideração que a relação AF/AT (Agregados finos/Agregado total) é igual a 47,5% (SU et al., 2001).

Para este ensaio utiliza-se um recipiente cilíndrico com capacidade de 3 litros com altura e diâmetro de 60 cm de altura. De acordo com Gomes (2002), não há sentido em realizar os 25 golpes por camada (três no total), pois este adensamento não existe no CAA, logo, as misturas de areia e brita serão somente colocadas no recipiente e posteriormente pesadas. Com isso a determinação do teor de vazios segue o procedimento (Gomes, 2002; Silveira et al., 2004):

$$\rho_u = \frac{\omega_t}{V_t} \text{ e } V_{solid} = \frac{\omega_s}{\rho_{sd}} + \frac{\omega_g}{\rho_{gd}} \quad (4.3)$$

Onde  $\omega_t$  e  $V_t$  representam o peso e o volume total da mistura, respectivamente, e  $\omega_s$  e  $\omega_g$  representam o peso (em kg) e  $\rho_{sd}$  e  $\rho_{gd}$  representam as densidades secas para agregado miúdo e graúdo, respectivamente.  $V_{solid}$  é o volume de sólido do esqueleto granular.

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

$$V_{\%} = 100 \cdot \left( \frac{V_t - V_{solid}}{V_t} \right) \quad (4.4)$$

### 4.3.1.3 Etapa concreto

Com a determinação dos teores de adições e aditivos, bem como do esqueleto granular, passa-se para determinação da composição do traço do CAA. O processo para se determinar a composição do CAA foi o Método da UPC (Okamura *et al.*, 1997; Nunes *et al.* (2003); Gomes, 2012).

O procedimento para a determinação da quantidade de cada material, para se obter 1 m<sup>3</sup> de CAA, é visto a seguir.

Volume da argamassa:

$$V_s + V_p = 1 \quad (4.5)$$

Como o valor de  $V_s$  corresponde a 40% do volume total de argamassa, o volume de pasta ( $V_p$ ) é igual a 60%, logo:

$$\omega_{sd} = 0,4 \cdot \rho_{sd} \text{ e } \omega_p = 0,6 \cdot \rho_p, \quad (4.6)$$

Onde,

$$\omega_p = \omega_c + \omega_f + \omega_w + \omega_{sp} \quad (4.7)$$

Tem-se que:

$$\omega_w = (a/c) \cdot \omega_c, \quad \omega_f = \frac{(sa/c + f/c)}{100} \cdot \omega_c \text{ e } \omega_{sp} = \frac{(sp/c)}{100} \cdot \omega_c \quad (4.8)$$

Substituindo as relações das equações 5.7 e 5.8, tem-se:

$$\omega_c = 0,6 \cdot \left[ \frac{\rho_p}{1 + a/c + 0,01 \cdot (sa/c + f/c) + 0,01 \cdot sp/c} \right] \quad (4.9)$$

Para os agregados, tem-se:

$$\omega_g = \frac{(1 - V_p)}{\frac{AF/AG}{\rho_{sd}} + \frac{1}{\rho_{gd}}} \text{ e } \omega_s = \left( \frac{AF/AG}{\rho_{sd}} + \frac{1}{\rho_{gd}} \right) \cdot (1 - V_p) \quad (4.10)$$

Onde,

$\omega_{sd}$ =massa da areia seca por $m^3$ (kg);	$sa/c$ =relação sílica ativa/cimento;
$\omega_p$ =massa de pasta por $m^3$ (kg);	$f/c$ =relação Fíler/cimento;
$\omega_w$ =massa de água por $m^3$ (kg);	$sp/c$ =relação superplastificante/cimento;
$\omega_c$ =massa de cimento por $m^3$ (kg);	$AF/AG$ =relação areia/brita;
$\omega_f$ =massa de Fíler por $m^3$ (kg);	$\rho_p$ = massa unitária da pasta (kg/l);
$\omega_{sp}$ =massa de superplastificante (kg);	$\rho_{sd}$ = massa específica da areia seca (kg);
$\omega_g$ =massa de brita por $m^3$ (kg);	$\rho_{gd}$ = massa específica da brita seca (kg).
$a/c$ =relação água/cimento;	

#### 4.3.2 Concretos com baixo consumo de cimento

Para se alcançar o objetivo deste trabalho foram propostos concretos com baixo consumo de cimento para um único tipo de cimento, CPV-ARI. Considera-se aqui como de baixo consumo aqueles concretos que possuem baixa relação consumo/resistência. Foram avaliados três concretos,

Para o primeiro concreto de baixo consumo de cimento adotou-se consumo de  $327 \text{ kg/m}^3$ , equivalente ao mínimo exigido pela NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) para classe de agressividade ambiental II. Um motivo adicional para esta escolha é o fato dos ensaios preliminares terem mostrado que traços com estes consumos possuem relação água/aglomerantes mais próxima da relação água/cimento das dosagens de referência.

Para a segunda e terceira dosagem de baixo consumo reduziu-se o consumo de cimento, de modo que o volume de pasta de cimento seja suficiente para ainda preencher os vazios dos esqueletos de agregados.

#### 4.3.3 Concretos de referência

Os concretos de referência seguem as recomendações da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) para ambientes urbanos (classe de agressividade II). Esta norma apresenta critérios que devem ser atendidos simultaneamente: resistência à compressão acima de um limite mínimo, relação água/cimento abaixo de um limite máximo e consumo de cimento acima de um limite

mínimo. Estes três parâmetros fixados para as diferentes classes de agressividade ambiental, independente do tipo de cimento, uso de adições minerais e de aditivos, ou qualquer outra restrição. Sendo assim, os concretos de referência foram elaborados utilizando-se os mesmos agregados e cimento empregado no concreto de baixo consumo de cimento.

Os parâmetros limitantes utilizados para a elaboração dos dois concretos de referência foram:

- Relação água/cimento máxima de 0,60, consumo de cimento maior que 280 kg/m<sup>3</sup> e resistência mínima de 30 MPa aos 28 dias.

#### 4.3.4 Concretos no estado fresco

A mistura foi realizada em betoneira no modelo por gravidade com capacidade de 400 l, seguindo a mesma ordem de mistura para todas as dosagens.

Tanto os concretos de referência, quanto os de baixo consumo de cimento, foram misturados conforme procedimentos utilizados na tecnologia de concretos autoadensáveis na seguinte sequência:

- Adiciona-se o agregado graúdo mais  $\frac{3}{4}$  da água total (água para a pasta e água para saturar os agregados e mistura-se por 30 s;
- Adicionam-se o cimento, a sílica ativa e o pó de calcário com o superplastificante e o restante da água e mistura por 120 s;
- Adiciona-se o agregado miúdo e mistura-se por 120 s.

Este processo se baseia em processos de misturas adotados no Laboratório de Materiais Avançados à Base de Cimento (LMABC) e o tempo total gasto para a mistura é de 270 s (ALMEIDA FILHO, 2006).

Após a mistura homogeneizada e com todos os materiais adicionados, se preciso pode realizar os ajustes necessários para que o concreto apresente a trabalhabilidade esperada.

Finalizado e alcançada a trabalhabilidade esperada, a mistura é submetida aos ensaios de estado fresco, sendo eles, caixa-L, Funil-V e espalhamento (Figura 4.10). Em todos os ensaios realizados para caracterização dos concretos frescos, não se utilizou qualquer meio de adensamento, além do peso próprio do concreto.

**Figura 4.10- Ensaio de caracterização do concreto em estado fresco, da esquerda para direita: *slump-flow test*, caixa-L e Funil -V**



Fonte: Autor (2015).

Segundo a NBR 15823-1:2010 (ABNT, 2010), o concreto autoadensável é classificado em função das propriedades no estado fresco, uma dessas classes é em função do seu espalhamento (*slump-flow test*), podendo ser classificado de três maneiras, SF1 para espalhamentos entre 550 a 650 mm, SF2 para espalhamentos entre 660 a 750 mm, e por fim, SF3 para 760 a 850 mm.

De acordo com ASTM C 1611:2005 o diâmetro médio ( $d_f$ ) de um CAA deve atender ao intervalo de  $60 \leq d_f \leq 80$  cm para o ensaio de espalhamento (*slump-flow test*).

A execução do ensaio de espalhamento se deu da seguinte maneira; após o preenchimento completo do tronco de cone, sem auxílio de vibração ou adensamento, o molde é retirado e, após o concreto parar de se mover, é feita a média de espalhamento em duas posições aproximadamente ortogonais. A medida do espalhamento corresponde à média aritmética dessas medidas.

O valor do espalhamento expressa a capacidade do concreto escoar pela ação do peso próprio e relaciona-se à sua habilidade de preenchimento. É possível observar outras características importantes nesse ensaio, tais como: homogeneidade da mistura; ausência de segregação; ausência de exsudação das bordas da porção espalhada; e o formato do espalhamento, que deve ser preferencialmente arredondado devido à adequada coesão da mistura.

Tratando da habilidade passante sob fluxo confinado medido por meio do ensaio de caixa-L, a NBR 15823-1:2010 (ABNT, 2010) classifica-o em dois grupos distintos, PL1 e PL2, onde ambos devem apresentar a relação  $h_2/h_1 \geq 0,80$ . O procedimento adotado para a realização do ensaio foi de acordo com os requisitos da NBR 15823-4:2010 (ABNT, 2010),

conforme é apresentado a seguir. O concreto foi vertido, sem adensamento, no compartimento vertical da caixa-L. Posteriormente abriu-se a “porta” de contenção entre os compartimentos vertical e horizontal, o concreto, pela ação do seu peso próprio, escoou através das barras de aço (adotado para este ensaio  $4\phi 12,5$  mm espaçados de 3,2 cm) para dentro do compartimento horizontal, até parar de se mover. Mediu-se H1 junto à porta de contenção, e a H2 na extremidade final do compartimento horizontal. Encontrando assim a relação H2/H1, chamada razão de bloqueio, indica a facilidade do concreto em escoar e passar pelas restrições impostas pelas barras de aço.

A viscosidade plástica aparente sob fluxo confinado medida pelo Funil V, ensaio estabelecido de acordo com a NBR 15823-5:2010 (ABNT, 2010), também foi medida conforme o procedimento a seguir. Um volume de 12 litros de CAA foi vertido no funil, sem adensamento, preenchendo completamente o seu interior. Observou-se o concreto pela abertura superior, registrando o tempo necessário para que escoe pelo funil, determinando-se com cronômetro, o tempo desde a abertura da extremidade inferior, até que a luz seja visível através da parte superior do equipamento.

Parâmetros qualitativos de acabamento e aparência foram considerados, como o teor de argamassa, segregação e exsudação. Consistiu a etapa final na moldagem de 108 corpos de prova (10 x 20 cm), sendo moldados 36 corpos de prova por dosagem para os ensaios mecânicos.

Para evitar a perda de água do concreto, os corpos de prova foram protegidos na face superior com filme plástico assim que moldados. Após 18 horas foram desmoldados os corpos de prova que seriam rompidos na idade de 20 horas e os demais sendo desmoldados após 24 horas. Posteriormente, permaneceram em cura submersa em água saturada com cal (Figura 4.11), até as idades dos ensaios respectivos.

**Figura 4.11 – Amostras submetidas a cura por submersão em água**



Fonte: Autor (2015).

#### **4.4 Massa Específica**

A massa específica do concreto no estado fresco foi determinada de acordo com os parâmetros apresentados pela NBR 9833:2009 (ABNT, 2009), e representa a massa por unidade de volume de concreto, levando em consideração o volume do ar aprisionado. Um recipiente metálico de 3 dm<sup>3</sup> foi preenchido com concreto, posteriormente sendo regularizada a superfície do concreto para a medida da massa, e através da relação entre a massa do concreto contida no recipiente e o volume desse recipiente obteve-se a massa do concreto no estado fresco.

A metodologia adotada para a determinação da massa específica no estado endurecido é de acordo com o que é apresentado por Rebmann (2011). A massa específica no estado endurecido foi determinada utilizando corpos de prova cilíndricos com dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, antes de ensaiá-los. A massa do corpo de prova foi medida com uma balança com precisão de 0,1 g (Figura 4.12), após a secagem em câmara climatizada, até constância de massa. O volume foi determinado utilizando um paquímetro com precisão de 0,1 mm, adotando-se a média de três medidas em cada direção.

**Figura 4.12 – Balança de precisão 0,1 g utilizada para pesar amostras**



Fonte: Autor (2015).

## **4.5 Procedimentos dos ensaios**

Tendo como finalidade a caracterização dos concretos produzidos e correlação dos resultados adquiridos com as características do concreto endurecido, foram realizados ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e resistência à tração por compressão diametral.

### **4.5.1 Considerações iniciais**

Muitas das propriedades de um concreto convencional, como módulo de elasticidade e resistência à tração por compressão diametral são correlacionadas à resistência à compressão, porém concretos especiais podem ter comportamento diferente. Como os códigos de projetos são também baseados em pesquisas experimentais, é preciso cuidado para não extrapolar resultados obtidos a partir de concretos de resistência moderada para outros de classe superior. Devido a isso procurou-se caracterizar as principais propriedades mecânicas do concreto endurecido.

Em todos os ensaios de avaliação do concreto endurecido, a moldagem dos corpos de

prova foi efetuada sem qualquer meio de adensamento, além do peso próprio do concreto.

Os ensaios de resistência à compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral foram realizados nas idades de 20 horas, 3, 7 e 28 dias em corpos de provas cilíndricos 10 x 20 cm, sendo três corpos de prova por idade, para cada ensaio, atendendo as exigências da NBR 5739:2007 (ABNT, 2007). Antes da realização dos ensaios os corpos de prova tiveram as faces superiores e inferiores retificadas por meio de uma retífica de eixo vertical, de acordo com a Figura 4.13.

**Figura 4.13 – Retífica de eixo vertical**



Fonte: Autor (2015).

A retificação dos corpos de prova foi executada de acordo com a NBR 5738:2015 (ABNT, 2015) com o intuito de promover apenas a regularização de superfície, que consiste na remoção de uma fina camada de material, proporcionando uma superfície lisa e livre de ondulações e abaulamentos, reduzindo concentração de tensões durante os ensaios mecânicos.

Após a retificação das superfícies, das amostras foram extraídos dados como, dimensões (altura e comprimento) e a massa na condição saturada de superfície seca. Os ensaios foram realizados numa prensa universal servo-hidráulica de Classe I, com capacidade total de 1000 Kilonewtons (Figura 4.14).

**Figura 4.14– Prensa Universal utilizada para os ensaios à compressão**



Fonte: Autor (2015).

Torna-se necessário ressaltar que, para melhor avaliação estatística dos resultados, seria desejável um maior número de amostras para cada idade de ensaio. Por motivos operacionais e para reduzir a variabilidade, optou-se por moldar cada traço em uma única betonada e os diferentes traços em sequência, de tal maneira que não apresentasse diferença de idade considerável entre os concretos ensaiados. Desta maneira foi preciso limitar a quantidade de amostras por idade e ensaio, mediante a limitação de equipamentos e de tempo.

#### **4.5.2 Resistência à compressão**

O ensaio de compressão em corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, foi realizado de acordo com a NBR 5739:2007 (ABNT, 2007), com velocidade de carregamento constante e igual de 0,5 MPa/s. A Figura 4.15 apresenta um corpo de prova sendo submetido ao ensaio de compressão.

**Figura 4.15– Ensaio à compressão de corpo de prova cilíndrico**



Fonte: Autor (2015)

A resistência à compressão de cada corpo de prova foi obtida pela seguinte equação:

$$f_c = \frac{4 \cdot F}{\pi \cdot D^2} \quad (4.11)$$

Onde:

$f_c$  = resistência à compressão em megapascals;

F = força máxima alcançada em newtons;

D = é o diâmetro do corpo de prova, em milímetros.

### **4.5.3 Módulo de Elasticidade**

O módulo de elasticidade foi determinado com base na NBR 8522:2008 (ABNT, 2008). Utilizou-se dois relógios comparadores, posicionados diametralmente opostos na direção longitudinal do corpo de prova, para obtenção dos respectivos deslocamentos, como mostrado na Figura 4.15.

**Figura 4.16– Determinação do módulo de elasticidade em corpo de prova cilíndrico**



Fonte: Autor (2015).

O módulo de elasticidade de cada corpo de prova foi obtido pela seguinte equação apresentada pela NBR 8522:2008 (ABNT, 2008):

$$E_{ci} = \frac{\sigma_n - 0,5}{\varepsilon_n - \varepsilon_a} \cdot 10^{-3} \quad (4.12)$$

Sendo:

$\sigma_n$  = Maior tensão em 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 = Tensão básica em MPa;

$\varepsilon_n$  = Deformação específica média dos corpos-de-prova sob tensão maior  $\sigma_n$ ;

$\varepsilon_a$  = Deformação específica média dos corpos-de-prova sob tensão menor  $\sigma_a$  (0,5 MPa);

#### **4.5.4 Resistência à tração por compressão diametral**

O ensaio de tração na compressão diametral em corpos de prova cilíndricos, de diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, foi realizado de acordo com requisitos da NBR 7222:2010 (ABNT, 2010), com velocidade de carregamento constante de 0,05 MPa/s. Na Figura 4.17 está indicado o esquema de solicitação de um corpo de prova à compressão diametral, em que a força é

aplicada através de duas barras de seção retangular, posicionadas ao longo das duas faces diametralmente opostas do corpo de prova. Desta forma o fendilhamento do corpo de prova é provocado por tensões de tração.

**Figura 4.17– Ensaio de tração na compressão diametral em corpo de prova cilíndrico**



Fonte: Autor (2015).

Foi possível comprovar a validade desses ensaios por meio da análise da ruptura dos corpos de prova, sendo ela diametral, como a indicada na Figura 4.18, o que representa a correta atuação da força no corpo de prova, durante o ensaio.

**Figura 4.18- Ruptura de corpo de prova por compressão diametral**



Fonte: Autor (2015).

A resistência à tração por compressão diametral de cada corpo de prova foi calculada utilizando a equação:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot h} \quad (4.13)$$

Onde:

$f_{ct,sp}$  = resistência tração por compressão diametral em megapascals;

F = força máxima alcançada em newtons;

d = é o diâmetro do corpo de prova, em milímetros;

h = altura do corpo de prova, em milímetros.

## 4.6 Considerações Finais

Neste capítulo foi apresentado o programa de procedimento experimental previsto, incluindo modelos constituídos de CAA com baixo consumo de cimento.

Com relação aos ensaios dos modelos de compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral, pode-se concluir que, as amostras adotadas foram adequadas para correlacionar as resistências obtidas entre os concretos estudados em função do consumo de cimento e do agregado empregado.

## 5 ANÁLISES E RESULTADOS

Na apresentação dos resultados é descrita inicialmente a caracterização do Concreto de alto desempenho com baixo consumo de cimento. Em seguida são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados.

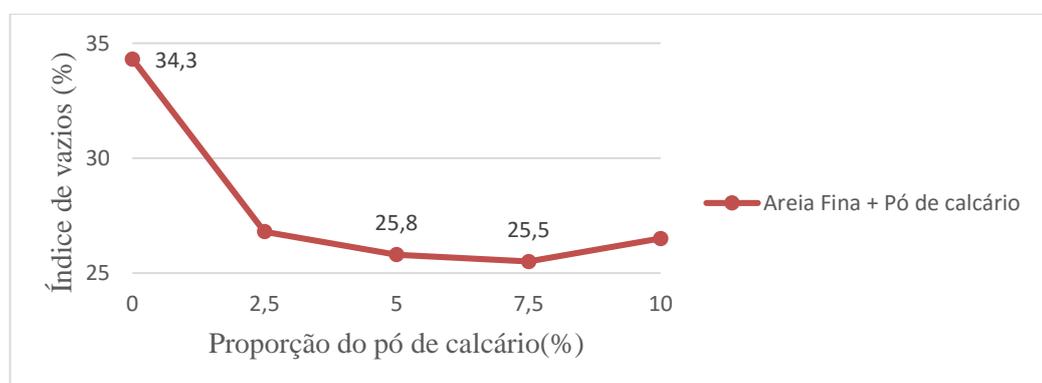
### 5.1 Ensaios Preliminares

Para a definição das dosagens empregadas foi preciso otimizar o emprego dos diversos materiais. A seguir são apresentados os resultados dos ensaios preliminares que permitiram definir os consumos dos diversos materiais empregados nos concretos definitivos.

#### 5.1.1 Empacotamento dos agregados

A primeira fase de empacotamento envolveu o agregado miúdo e o pó de calcário. A Figura 5.1 apresenta os resultados deste ensaio, expresso em termos de índice de vazios.

**Figura 5.1- Índice de vazios resultante em ensaio de empacotamento dos agregados miúdos**



Fonte: Autor (2015).

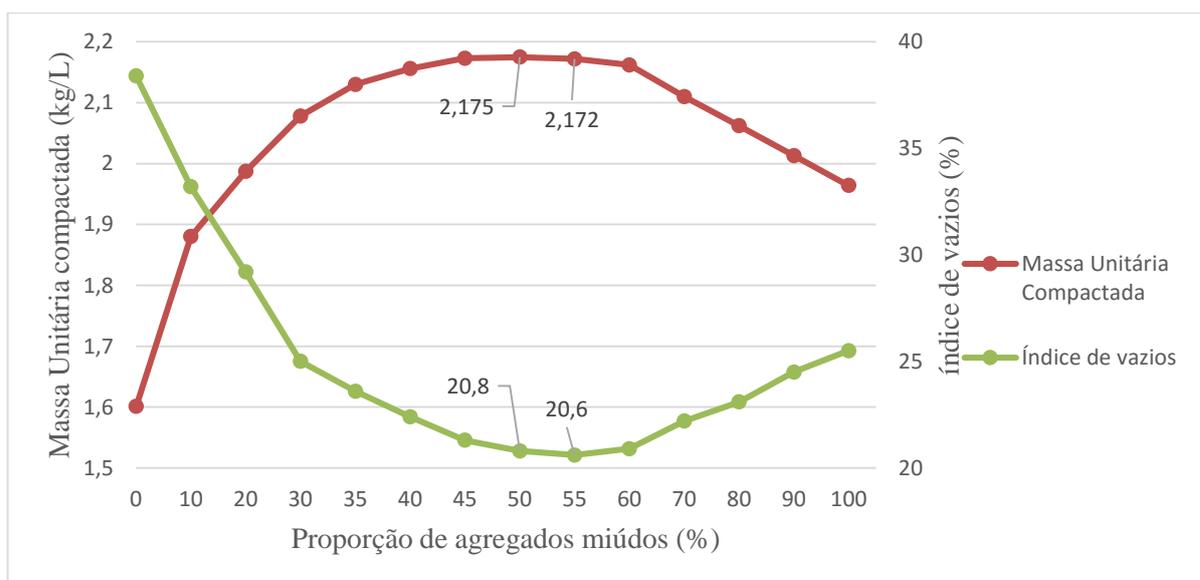
Analisando o ponto ótimo da mistura apresentada, nota-se apenas uma pequena diferença entre o índice de vazios com 5,0% e 7,5% de pó de calcário. Portanto, adotou-se o valor correspondente de 7,5%, possibilitando assim uma maior eficiência a mistura, já que a mesma apresenta baixa distribuição granulométrica.

Então nesta fase de empacotamento resultou então em 92,5% de areia fina e 7,5% de pó de calcário, resultando em índice de vazios 25,5% e massa unitária compactada de 1,735 kg/L.

O gráfico da Figura 5.1 apresenta claramente o efeito obtido pelo empacotamento. Caso a areia fosse utilizada individualmente, o que é comum ocorrer concretos convencionais, o índice de vazios seria 34,3%.

A fase final de empacotamento compreende a otimização entre agregados miúdos e agregado graúdo. O resultado é apresentado na Figura 5.2.

**Figura 5.2- Fase final do empacotamento com todos os agregados**



Fonte: Autor (2015).

Com base neste ensaio nota-se um ponto ótimo com proporção de agregados miúdos em 55%, sendo muito pequena a diferença para 50% de agregados miúdos. Optou-se por utilizar apenas 50% de agregados miúdos por resultar em teor de argamassa um pouco menor e mais próximo do teor de argamassa dos concretos de referências.

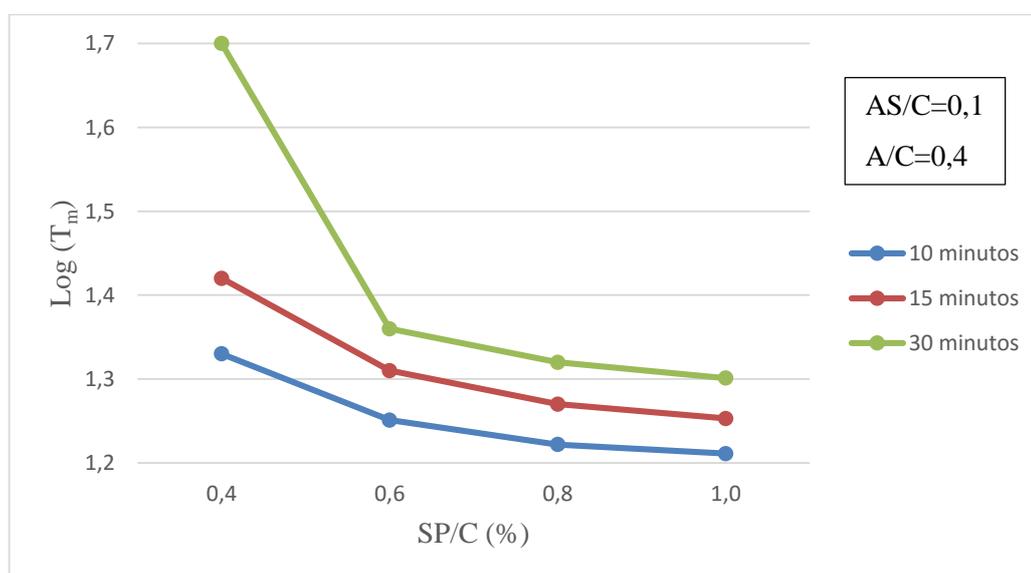
Ficou estabelecido então proporção de 50% de agregados graúdos e 50% de agregados miúdos, ficando apenas 20,8% do volume total a ser preenchido com pasta de cimento.

### 5.1.2 Dosagem do concreto autoadensável

Nesta etapa, apresenta-se o desenvolvimento dos concretos autoadensáveis com baixo consumo de cimento. Na sequência detalham-se os procedimentos adotados para se obter um máximo preenchimento do volume de concreto com sólidos

Na Figura 5.3 apresenta a variação do tempo de escoamento, conforme o método AFREM mencionado anteriormente.

**Figura 5.3 – Curvas de fluidez para os ensaios com funil Marsh com A/C = 0,4**



Fonte: Autor, (2015).

O teor ótimo de superplastificante foi considerado para o tempo de 10 minutos após a mistura do cimento com a água. Segundo Gomes (2002), quando não for apresentado um ponto com o ângulo entre  $140^\circ \pm 10^\circ$ , ou uma determinação mais acurada for necessária, pode-se interpolar os pontos existentes para obter o ângulo correspondente para o ponto de saturação. Assim, os teores de superplastificante foram de 0,64% (A/C=0,4) e 0,67% (A/C=0,6).

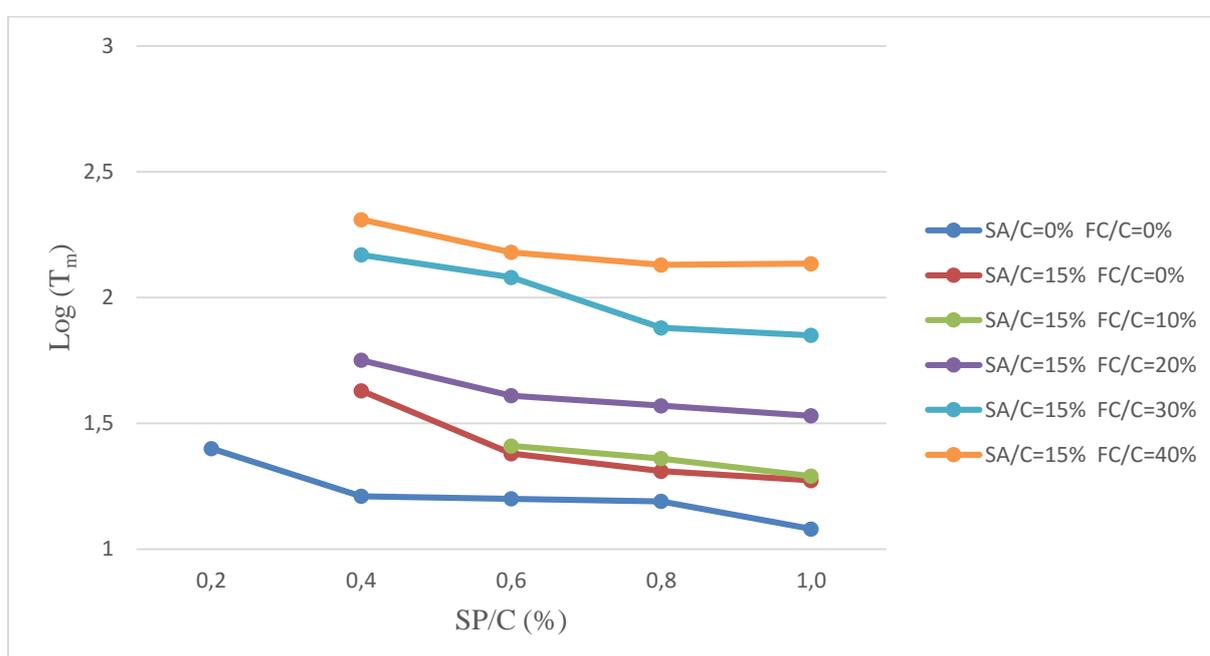
Para a verificação se houve ou não segregação da pasta, foi necessário realizar o ensaio de miniabatimento (AÏTCIN, 2000; GOMES, 2002).

As misturas apresentaram altíssima fluidez no espalhamento por meio do ensaio de miniabatimento, impossibilitando assim, a aferição do tempo de escoamento das pastas. Segundo Almeida Filho (2006), não é possível medir  $T_{115}$  para pastas com relações água/cimento inferior a 0,4 a não ser que estas sejam bastante rígidas por causa da adição de finos, o que levou à conclusão de que seria necessária a utilização de um Fíler para aumentar a

rigidez da pasta, mesmo não sendo observada nenhuma segregação nesta, tornando-se assim uma medida preventiva para o caso de se ter exsudação por falta de rigidez da pasta.

Portanto, foram realizados estudos, baseado em Almeida Filho (2006), para otimizar o conteúdo de partículas de finos com relação ao teor de superplastificante. Adotou-se quatro teores de adição de Fíler calcário (10, 20, 30 e 40%) em substituição da massa do cimento, além, da substituição do teor de sílica ativa (15%). A Figura 5.4 ilustra a variação do teor ótimo de saturação para a relação  $A/C = 0,4$ .

**Figura 5.4– Variação do teor ótimo de superplastificante para  $A/C = 0,4$**



Fonte: Autor, (2015).

Vale aqui ressaltar que esta verificação minuciosa foi realizada apenas para a relação  $A/C = 0,4$ . No caso da relação  $A/C = 0,6$ , o estudo foi mais objetivo, uma vez que a metodologia já estava consolidada.

A Tabela 5.1 ilustra os teores de Fíler de calcário e sílica ativa para a pasta. Os valores para o teor ótimo de superplastificante observados na Tabela 5.2 foram tomados para o tempo de 10 minutos e, quando não foi possível determinar um ponto de saturação, era realizada a interpolação (GOMES, 2002).

**Tabela 5.1 – Teores observados para os ensaios de fluidez e de miniabatimento (A/C=0,4)**

<b>SA/C (%)</b>	15	15	15	15	15
<b>FC/C (%)</b>	0	10	20	30	40
<b>SP/F (%) - Saturação</b>	0,60	0,81	0,58	0,68	0,77
<b>Espalhamento (cm)</b>	12,92	17,30	14,1	16,5	17,6
<b>T<sub>115</sub> (s)</b>	0,41	0,3	0,8	0,45	0,45
<b>Densidade (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,974	1,899	1,889	1,883	1,851

Fonte: Autor, (2015).

Os valores obtidos para T<sub>115</sub> ilustrados na Tabela 5.2 são muito baixos e suscetíveis a erros de medição, e, portanto, não devem ser atribuídos total confiança para efeito de verificação da pasta.

Para a análise da proporção adequada de Fíler a ser empregada na substituição de cimento, foi realizado um estudo do comportamento da pasta variando a quantidade de Fíler de calcário, no caso, foi variado de 0 a 40% (Tabela 5.1), mais uma vez tomando como base os parâmetros adotados por Almeida Filho (2006). O ensaio de miniabatimento serve para determinar se o teor de Fíler presente na mistura é ideal para promover a coesão sem comprometer a fluidez.

Na Figura 5.5 ilustra as amostras de miniabatimento, onde, não foi observado qualquer segregação da mistura.

**Figura 5.5– Ensaios de miniabatimento para relação A/C=0,4, FC/C = 10% e SA/C= %**

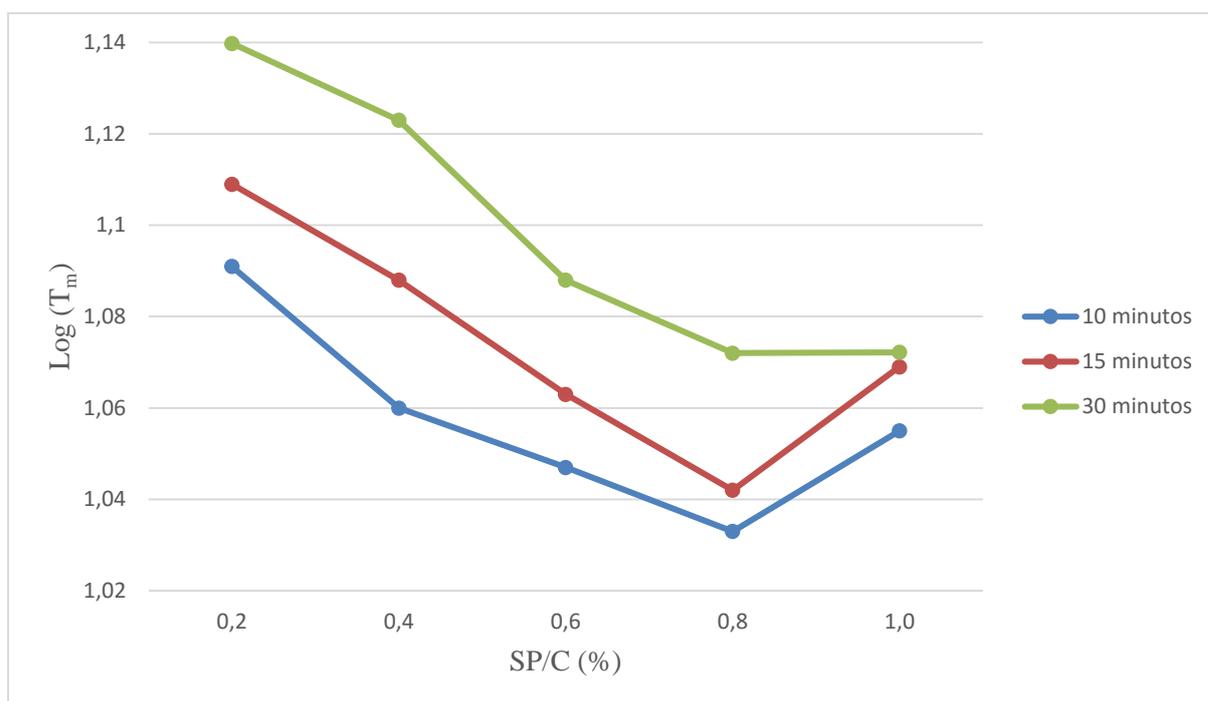
Fonte: Autor, (2015).

De acordo com Gettu e Aguiló (2004) e Gomes (2002), os critérios para o teor ótimo de Fíler na mistura, o diâmetro de espalhamento deve estar no intervalo de  $(18,0 \pm 1,0)$  cm e que o tempo T<sub>115</sub> tem que estar no intervalo de  $(3 \pm 1)$  segundos. Para Gomes (2002), elevados de A/F (água/finos), maiores que 0,4, o tempo T<sub>115</sub> fica muito difícil de se medir, em função da alta fluidez apresentada pela pasta, assim, o critério para a determinação do teor ótimo de Fíler

será o diâmetro final de espalhamento, que, no caso, foi obedecido por duas misturas, sendo elas a  $FC/C=0,1$  e a  $FC/C=0,4$  para a relação  $a/c=0,4$ .

Tratando da segunda pasta, com  $A/C=0,6$ , decidiu-se fazer um estudo mais simplificado da composição do traço, após levado em consideração os parâmetros adotados para a relação  $A/C=0,4$ . Assim a relação  $A/C=0,6$  adotou a relação  $FC/C=0,3$  e  $SA/C=0$ . A Figura 5.6 apresenta a variação do teor ótimo de saturação para a relação  $A/C=0,6$  sem adição de Fíler.

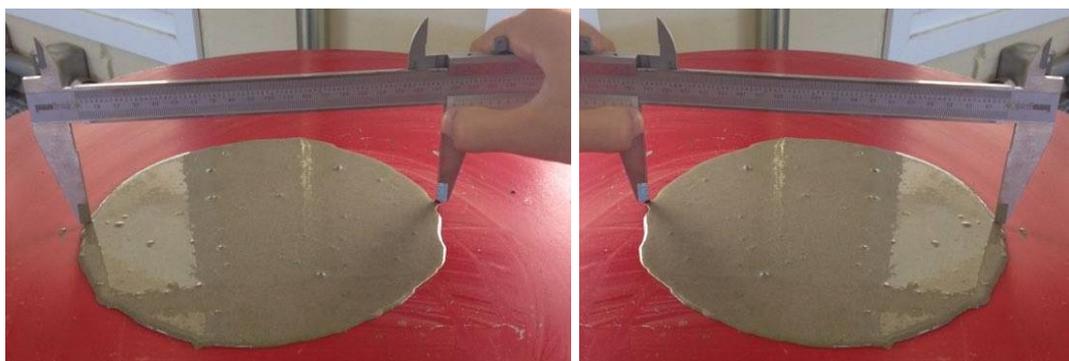
**Figura 5.6 – Curvas de fluidez para os ensaios com o funil Marsh com  $A/C=0,6$**



Fonte: Autor, (2015).

A Figura 5.7 ilustra os ensaios realizados de miniabatimento para a relação  $A/C=0,6$  com adição de 30% de Fíler em substituição.

**Figura 5.7 – Ensaios de miniabatimento para a relação  $A/C=0,6$  e  $F/C=0,3$**



Fonte: Autor, (2015).

Determinado os teores ótimos de superplastificante para as relações a/c de 0,4 e 0,6, pode-se dar início ao processo da segunda etapa que consiste na otimização do esqueleto granular.

### 5.1.2.1 Etapa agregado

Nesta etapa a quantidade de agregados utilizados na elaboração do CAA. Posteriormente a caracterização dos agregados, devem-se determinar as relações entre os agregados, o teor de vazios existentes e a relação entre a quantidade de agregado miúdo e total de agregados (SU et al., 2001).

Mediante a determinação dos agregados a serem usados na mistura, deve-se verificar a influência da quantidade de vazios existentes no esqueleto granular, para isso, deve-se realizar o ensaio de mistura dos teores dos agregados de modo a se obter a mistura com menor quantidade de vazios. Esse procedimento tem como base a ideia de que a combinação dos agregados com uma mínima quantidade de vazios levava a um menor consumo de pasta, porosidade e retração (GOMES, 2002; GOLTERMANN et al., 1997).

Assim, para esta pesquisa foi utilizado o mesmo procedimento de Gomes (2002) e Gettu e Agulló (2004) para a determinação do teor ótimo de agregados levando em consideração que a relação AF/AT (Agregados finos/Agregado total) é igual a 47,5% (SU et al., 2001).

Para este ensaio utiliza-se um recipiente cilíndrico com capacidade de 3 litros com altura e diâmetro de 60 cm de altura. De acordo com Gomes (2002), não há sentido em realizar os 25 golpes por camada (três no total), pois este adensamento não existe no CAA, logo, as misturas de areia e brita serão somente colocadas no recipiente e posteriormente pesadas. Com isso a determinação do teor de vazios segue o procedimento (Gomes, 2002; Silveira et al., 2004):

$$\rho_u = \frac{\omega_t}{V_t} \text{ e } V_{solid} = \frac{\omega_s}{\rho_{sd}} + \frac{\omega_g}{\rho_{gd}} \quad (5.1)$$

Onde  $\omega_t$  e  $V_t$  representam o peso e o volume total da mistura, respectivamente, e  $\omega_s$  e  $\omega_g$  representam o peso (em kg) e  $\rho_{sd}$  e  $\rho_{gd}$  representam as densidades secas para agregado miúdo e graúdo, respectivamente.  $V_{solid}$  é o volume de sólido do esqueleto granular.

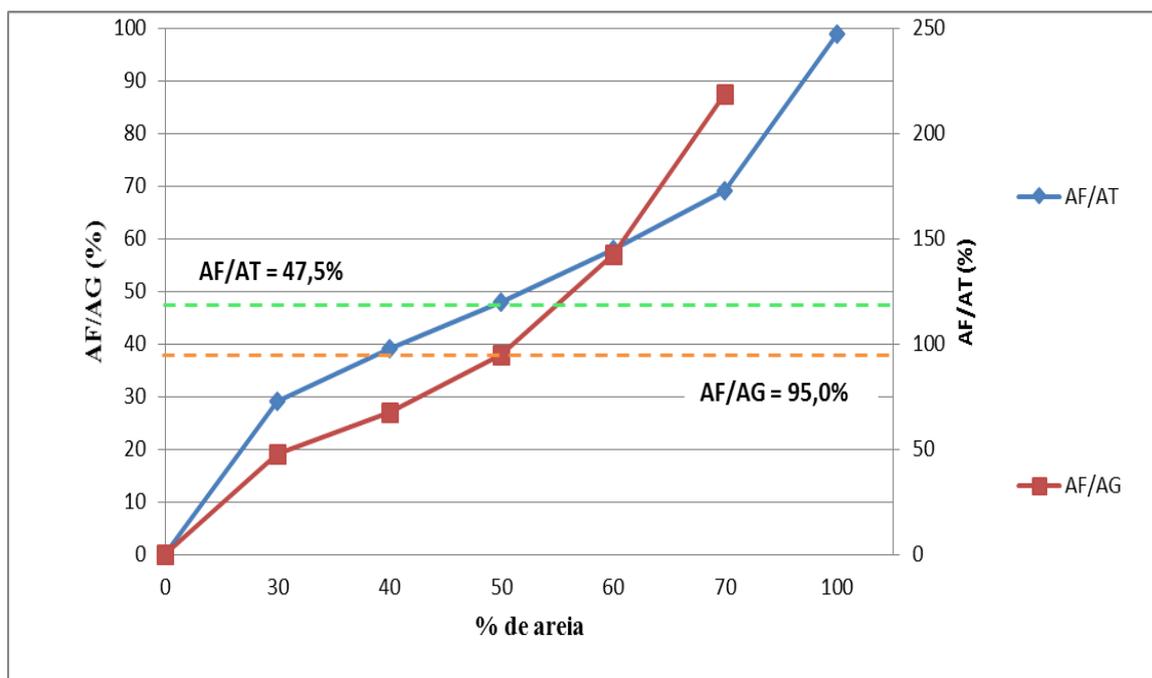
Assim, o conteúdo de vazios,  $V_{\%}$ , é obtido por:

$$V_{\%} = 100 \cdot \left( \frac{V_t - V_{solid}}{V_t} \right) \quad (5.2)$$

Para a atual pesquisa, foram adotados os conteúdos de areia iguais a 0, 30, 40, 50, 60, 70 e 100% em relação ao volume de agregados, pois para cada amostra de material ocorrem mudanças significativas, comprovando a necessidade de se fazer este ensaio para cada material (GOMES, 2002).

A Figura 5.8 apresenta a composição do esqueleto granular.

**Figura 5.8– Composição do esqueleto granular e relações AF/AG e AF/AT**



Fonte: Autor (2015).

Portanto, o teor de agregado miúdo foi de 50%, mesmo que este não tenha apresentado o menor teor de vazios (mesmo o valor para o teor de 60% de areia sendo 1,6% menor que este), mas forneceu a maior massa unitária, teve a melhor relação AF/AT (agregado fino / total de agregados), aproximando-se mais do teor ideal de 47,5% para a relação AF/AT, segundo Su et al. (2001). Assim, o teor de 50% de areia leva a uma relação AF/AG (agregado fino/ agregado graúdo) aproximadamente de 0,93 em peso que permite menor teor de vazios (GOMES, 2002; BOUZOUBAÂ e LACHEMI, 2000; SU et al., 2001; ALMEIDA FILHO, 2006).

Vale mencionar que se os agregados estiverem úmidos deve ser feita a compensação com relação à água lançada no concreto.

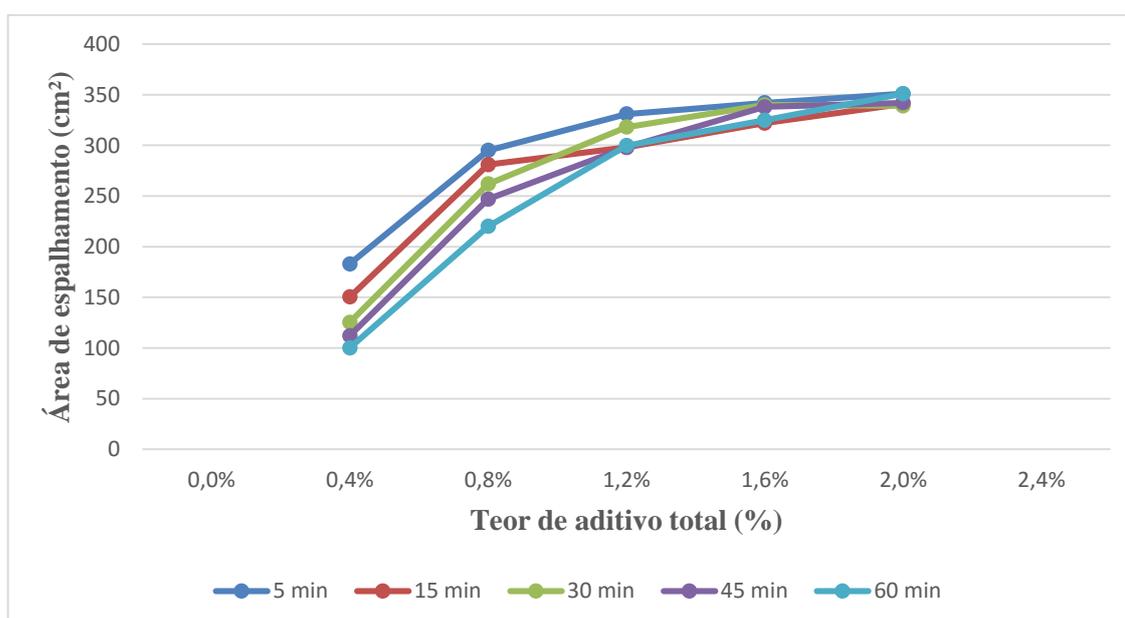
### 5.1.3 Avaliação dos aditivos

Foram avaliados dois aditivos superplastificantes por meio do ensaio de miniabatimento de tronco de cone. Para escolha do aditivo utilizado nos traços definitivos utilizaram-se como parâmetros: máximo espalhamento, menor perda de espalhamento com o tempo, comportamento mais uniforme e menor interferência de pega. Entre os aditivos testados o que teve melhor desempenho para ambos os cimentos foi o Adiment Super MC<sup>®</sup>, recomendado pelo fabricante para uso de concretos de altas resistência e/ou alta fluidez, possibilitando, inclusive, concretagens em condições adversas.

Na Figura 5.9 é apresentado o resultado do cimento CPV-ARI. A porcentagens de aditivo estão expressas em termos de aditivo total (sólidos + solventes) em relação a massa de cimento.

Cada curva representa um tempo de ensaio. Quanto mais próximas as curvas, menor será a perda de desempenho do aditivo ao longo do tempo. Para o cimento CPV-ARI há pouca mudança com o tempo independentemente da quantidade do aditivo.

**Figura 5.9– Ensaio de miniabatimento de tronco de cone com cimento CPV-ARI e aditivo Adiment Super MC<sup>®</sup>**



Fonte: Autor (2015).

Para o cimento CPV-ARI há alterações maiores com o baixo consumo de aditivo. Para maiores consumos ocorre estabilização, sendo que a partir de 1,2% de aditivo podem-se considerar desprezíveis as perdas de trabalhabilidade até uma hora de ensaio. Pelas curvas apresentadas pode-se concluir que para o cimento CPV-ARI o ponto de melhor desempenho de aditivo está entre 1,6 e 2,0%.

Vale ressaltar que o fabricante apresenta o consumo máximo para dosagens de 0,5 a 1,0 % sobre a massa de cimento, lembrando, porém, que testes laboratoriais e/ou de campo são imprescindíveis para o estabelecimento de dosagens ótimas. A viabilidade de dosagens mais altas foi aqui considerada tendo em vista a necessidade em reduzir ao máximo o consumo de água, o que é primordial para execução de bons concretos com baixo consumo de cimento. Na realidade da obra, uma otimização do fator custo pode conduzir à redução neste consumo de aditivo ou até mesmo a troca de aditivo, o que, no entanto, poderá proporcionar aumento no consumo do cimento. Estas questões merecem estudo mais aprofundado, onde o aspecto financeiro seja considerado com os critérios técnicos.

Vale citar ainda que o ensaio de miniabatimento de tronco de cone deve ser visto apenas como indicativo inicial, principalmente para avaliar a perda de espalhamento com o tempo e permitir comparativo entre os diversos aditivos disponíveis. Ajustes de quantidade de aditivo de concreto podem ser necessários, pois há interação com os demais componentes da dosagem, principalmente os materiais mais finos, além de uma relação água/cimento diferente. Os ajustes devem avaliar também questões de segregação, exsudação e retardo de pega.

Na Figura 5.10 encontra-se a área de espalhamento dos ensaios realizados de acordo com o teor de aditivo empregado, variando de 0,4% a 2%

**Figura 5.10– Resultados do ensaio de miniabatimento de tronco de cone com cimento CPV-ARI e aditivo Adiment Super MC®- Da esquerda para direita, 0,4%, 0,8%, 1,2%, 1,6% e 2,0%**



Fonte: Autor (2015).

### 5.1.4 Concretos Auxiliares

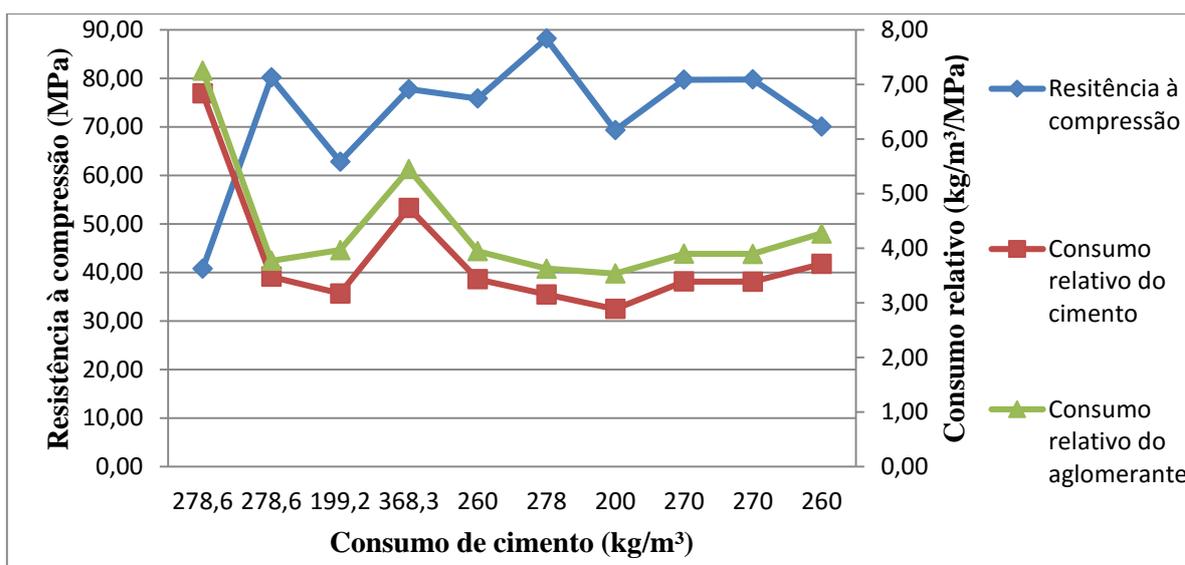
Para se obter as dosagens definitivas, foram testadas algumas dosagens auxiliares, com o intuito de analisar alguns parâmetros e realizar alguns ajustes necessários. A seguir apresentam-se alguns destes concretos auxiliares, cujas suas composições estão indicadas no apêndice A.1.

As avaliações compararam dosagens com consumo de cimento CP V-ARI entre 199,2 e 368,3 kg/m<sup>3</sup> (CAUX1 a CAUX10), empregando a composição de adições minerais e o aditivo proposto, Adiment Super MC<sup>®</sup>.

Em relação ao consumo de cimento estabeleceu-se ainda a proporção de sílica ativa para cada dosagem. Baseado nos resultados de Melo (2000) e Pereira (2010), foram adotados valores de até 15% de sílica ativa correspondente aos consumos de cimento pré-estabelecidos, exceto nas dosagens CAUX3 e CAUX7 devido ao baixo consumo de cimento apresentado. De acordo com os mesmos autores, a proporção de até 15% de sílica ativa é capaz de contribuir, com boa relação custo/benefício, principalmente em idades avançadas, com o incremento de resistência.

Os resultados (Figura 5.11) mostram, além das altas resistências, o desempenho adequado obtido em termos de baixo consumo relativo em algumas dosagens.

**Figura 5.11– Resistência à compressão aos 28 dias e consumos relativos de cimento e aglomerantes para os concretos auxiliares CAUX1 a CAUX10**



Fonte: Autor (2015).

Boa parte desses resultados estão abaixo inclusive do melhor resultado (4,3 kg/m³/MPa)

detectado pelo levantamento de Damineli et al. (2010). Nota-se que os melhores desempenhos ocorrem com baixo teor de cimento, abaixo dos 300 kg/m<sup>3</sup>, onde o resultado do empacotamento é mais eficiente. Com consumos maiores de aglomerantes, o maior volume de pasta acaba distanciando as partículas de agregados, reduzindo a efetividade do empacotamento.

Estes resultados, obtidos com concretos autoadensáveis sem apresentar exsudação e sem retardamento de pega considerável, representam o primeiro indicativo da viabilidade de execução de concretos autoadensáveis e com baixo consumo de cimento. Apesar do alto empacotamento e baixo consumo de cimento de pasta, considerou-se que a trabalhabilidade obtida pode ser adequada para aplicação do concreto em estruturas reais.

A busca por um empacotamento adequado exige a utilização de maior diversidade de materiais.

Na produção em ambiente de laboratório esta diversidade não apresenta nenhuma dificuldade, mas na aplicação em grande escala no canteiro de obra, interfere na produtividade e choca nas limitações dos equipamentos dosadores, além de propiciar o risco de erros nas medidas dos diversos materiais. Sendo assim, testou-se algumas dosagens adicionais (CAUX04 à CAUX10) para analisar a viabilidade de redução de 8 para 7 materiais (Figura 5.12), eliminando uma das areias (areia muito fina). A areia muito fina foi substituída por proporções de areia fina de modo a proporcionar menor índice de vazios em ensaio de empacotamento realizado. Portanto, pensando nesses aspectos, foram utilizados apenas oito tipos de materiais para elaboração dos concretos auxiliares e definitivos, sendo eles, brita 0, areia fina, Fíler de calcário, cimento, sílica ativa, água e aditivo.

**Figura 5.12– Materiais utilizados na dosagem dos concretos de baixo consumo de cimento**



Fonte: Autor (2015).

Os resultados obtidos com estas dosagens foram equivalentes aos obtidos com os CAUX1, CAUX2 e CAUX3, mostrando que há possibilidade de ajustes no proporcionamento de materiais sem grandes interferências no desempenho.

Uma tentativa adicional, aumentando apenas o consumo de Fíler e reduzindo o consumo de areia muito fina, resultou no traço CAUX2. Em relação ao CAUX1 observou-se aumento de aproximadamente 27%, permanecendo o mesmo consumo de cimento e o consumo de aditivo.

Um teste ainda mais dramático em termos de consumo de cimento, foi avaliado na dosagem CAUX3. Desenvolvido a partir da dosagem CAUX2, adotando um consumo e relação água/cimento fora dos valores toleráveis pela NBR 12655:2015 (ABNT, 2015). Manteve-se os consumos de agregados graúdos e miúdos e aumentou-se o consumo de adições minerais, no entanto, a dosagem, além de perder muita coesão, exigiu consumo de água bem maior, com a relação água/cimento passando de 0,53 a 0,80. Com isso a queda de resistência foi considerável, de 51,96 MPa para 46,59 MPa. Conclui-se que uma relação água/cimento alta compromete diretamente o comportamento mecânico do concreto.

Um teste que avaliou consumo maior de adições minerais, a dosagem CAUX7, não apresentou melhor desempenho de resistência em relação ao consumo de aglomerantes. Comparado com a dosagem CAUX3, que possui quase o mesmo consumo total de aglomerantes, a resistência aos 28 dias foi bem próxima. O aumento da adição, portanto, não se mostrou viável, principalmente do ponto de vista econômico.

Testou-se ainda uma variável na ordem de mistura dos materiais. Na dosagem CAUX8 o aditivo foi adicionado antes de inserir a areia e de finalizar toda a mistura. Na dosagem CAUX9, repetiu-se a dosagem CAUX8, porém formando primeiramente a pasta (aglomerantes e Fíler) com o aditivo e somente posteriormente adicionado os agregados miúdos e graúdos. O objetivo era avaliar se o direcionamento do aditivo para os materiais finos, que são os que realmente precisam ser dispersos, é mais eficiente que a adição com os agregados miúdos presentes, que poderiam desviar assim maior parte do aditivo. Esta sequência também disponibiliza mais água para a pasta. Isto é interessante em função dos baixos consumos de água. A resistência obtida foi superior, porém bem próxima, partindo de 56,60 MPa a 57,95 MPa. Considerou-se o processo de mistura mais fácil, resultando mais homogeneidade, e o concreto apresentou abatimento um pouco maior, mesmo com consumo de água um pouco menor.

### **5.1.5 Convenção de nomenclatura e representação gráfica**

As nomenclaturas utilizadas para os traços apresentam inicialmente o tipo de concreto por meio das siglas CR ou CBC e por fim por meio de um numeral, o número da betonada. Como por exemplo, CBC 1, trata-se de um concreto de alto desempenho com baixo consumo de cimento da betonada 1 e CR1, concreto referência 1.

Nos gráficos apresentados ao longo deste capítulo será adotada uma convenção uniforme, de tal maneira que facilitará identificação dos traços e as análises de comparações ao longo do texto. Os traços dos concretos de baixo consumo serão apresentados por linhas contínuas e os traços de referência por linhas tracejadas.

### **5.1.6 Dosagens de CAA com baixo consumo de cimento**

As dosagens adotadas para a elaboração do concreto de alto desempenho com baixo consumo de cimento (CBC1, CBC2 e CBC3) atendem aos requisitos estabelecidos na NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) para a classe de agressividade ambiental II, ambientes urbanos não litorâneos, desde o consumo mínimo de cimento, relação água/cimento e resistência à compressão. Segundo NBR 12655:2015 (ABNT, 2015), deve-se, neste caso, utilizar consumo de cimento mínimo de 280 kg/m<sup>3</sup>, relação a/c máxima de 0,6 e resistência a compressão mínima de 30 MPa aos 28 dias.

Como adições minerais, adotaram-se as seguintes porcentagens de sílica e pó de calcário, conforme apresentado na Tabela 5.2. Vale ressaltar que os mesmos foram utilizados como adição no concreto e não substituição do cimento.

O consumo de água foi estabelecido com base nas experiências com os concretos auxiliares, observando-se que um parâmetro muito seguro para estabelecer o consumo de água, dentro da mesma família de concretos e para variações não muito amplas de consumo, é a relação água/materiais secos.

Com esses fatores estabelecidos obtêm-se os consumos de cimento das dosagens de baixo consumo de cimento, cujos consumos estão indicados na Tabela 5.2.

O consumo de cimento adotado para as três dosagens foi estabelecido com base nas experiências com os concretos auxiliares e partindo do limite apresentado pela norma NBR 12655:2015 (ABNT, 2015) para a classe de agressividade ambiental II de 260 kg/m<sup>3</sup>.

### 5.1.7 Composição dos CAA com baixo consumo de cimento

Para se alcançar os objetivos desta pesquisa, foram feitas três dosagens de concreto de autoadensável com baixo consumo de cimento (Tabela 5.2) para apenas um tipo de cimento. Faz-se necessário ressaltar, que neste trabalho considera-se como baixo consumo de cimento aqueles concretos que possuem baixa relação consumo/resistência. Foram analisadas três dosagens variando-se o consumo de cimento, apresentando valores dentro dos limites normativos atuais.

**Tabela 5.2 – Composição e parâmetros do CAA com baixo consumo de cimento (CBC)**

<b>Materiais</b>	<b>CBC1</b>	<b>CBC2</b>	<b>CBC3</b>
Cimento	327	300	325
Silica	49,05	45	48,75
Areia Fina	816,4	833,4	855,4
Fíler de Calcário	98,1	90	97,5
Brita 0 (Basalto)	875,4	893,2	861
Água	130,8	120	130
Aditivo	7,8	12	7,8
Massa específica (Fresco)	2304,55	2293,60	2325,45
A/C	0,40	0,40	0,40
SA/C	15,00%	15,00%	15,00%
FC/C	0,30	0,30	0,30
SP/C	2,39%	4,00%	2,40%
V argamassa	62,01%	61,06%	62,97%

Fonte: Autor (2015).

Para os concretos produzidos adotaram-se consumos no intervalo de 300 kg/m<sup>3</sup> a 327 kg/m<sup>3</sup>. Vale ressaltar que os consumos adotados foram restringidos a classe de agressividade ambiental II. É válido mencionar, que os materiais empregados são exatamente os mesmos para as três dosagens com baixo consumo de cimento, variando apenas o consumo de cada um, para que se obtivessem comportamentos mecânicos diferenciados.

Devido ao baixo consumo de cimento e com as relações água/cimento dos três concretos em análise bem próximos ao limite da norma NBR 12655:2015 (ABNT, 2015), para a classe de agressividade ambiental II, decidiu-se não aumentar mais o consumo de água para se atingir o espalhamento esperado. Com isso, justifica-se o elevado consumo de superplastificante.

### 5.1.8 Dosagem de concreto de referência

As dosagens de referência foram desenvolvidas com base nos limites exigidos para atender a classe de agressividade ambiental tipo II, da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015). Esses limites constituem-se de consumo de cimento de, no mínimo 280 kg/m<sup>3</sup>, relação água/cimento de no máximo, 0,6 e resistência à compressão aos 28 dias de, no mínimo, 30 MPa. Estes parâmetros devem ser atendidos simultaneamente.

Como não possui nenhum um tipo de recomendação quanto ao tipo de cimento, uso ou não de aditivos e recomendações sobre agregados, buscou-se executar estes traços de maneira mais simples possível, tentando reproduzir o que seria realizado numa obra corriqueira.

O cimento utilizado foi o mesmo dos traços com baixo consumo de cimento, sendo utilizado um aditivo superplastificante por se tratar de concreto autoadensável, sem o uso do mesmo torna-se inviável a elaboração do CAA.

#### 5.1.8.1 Composição dos concretos com de referência

As recomendações utilizadas para a elaboração desses concretos de referência são regidas pela NBR 12655:2015 (ABNT, 2015). Três critérios devem ser atendidos de acordo com esta norma: resistência à compressão acima de um limite mínimo, relação água/cimento abaixo de um limite máximo e consumo de cimento acima de um limite mínimo. As dosagens utilizadas refletem a realidade das indústrias de pré-moldados e pré-fabricados. Na Tabela 5.3 estão apresentados os parâmetros das dosagens.

**Tabela 5.3 – Composição e parâmetros dos concretos de Referência (CR)**

<b>Material</b>	<b>CR1</b>	<b>CR2</b>
Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	426,10	426,10
Areia Fina (kg/m <sup>3</sup> )	685,10	685,10
Fíler de Calcário (kg/m <sup>3</sup> )	-	146,90
Brita 0 (Basalto) (kg/m <sup>3</sup> )	1111,20	1111,20
Água (kg/m <sup>3</sup> )	255,60	247,70
Aditivo (kg/m <sup>3</sup> )	5,50	5,50
A/C	0,60	0,45
SA/C	-	-
FC/C	-	0,34
SP/C	1,29	1,29
Água/aglomerante	0,60	0,45
Água/materiais secos	11,50%	10,45%
V <sub>pasta</sub>	50%	53,10%

Fonte: Autor (2015).

Portanto, justifica-se o consumo elevado de cimento (quando comparado ao concreto com baixo consumo de cimento), porém ainda assim, atendendo as exigências de durabilidade do concreto. No entanto, os concretos de referência foram elaborados utilizando-se agregados comumente empregados na construção civil (um agregado graúdo e um miúdo), o mesmo cimento utilizado no concreto de baixo consumo de cimento foi utilizado para a confecção dos concretos de referência. Por se tratar de um CAA foi feita a adição de Fíler calcário em um dos concretos de referência para ganho de consistência e fluidez, sendo o segundo, apresentando apenas os materiais convencionais e ainda assim sendo CAA.

## 5.2 Concreto no estado fresco

Nas Tabelas 5.4 e 5.5 são apresentados os dados que apontam as características dos concretos em análise no estado fresco, respectivamente, do concreto de referência e do CAA com baixo consumo de cimento. Os valores estimados a serem obtidos indicados por diversos autores são apenas para orientar a dosagem do CAA, entretanto variam entre diversos pesquisadores e instituições e não devem ser adotados como valores absolutos. Com as variedades de materiais disponíveis no mercado é possível obter um bom concreto que fuja, em alguns ensaios, dos intervalos apresentados.

**Tabela 5.4 – Caracterização dos concretos de referência em estado fresco**

<b>Propriedades</b>	<b>Limites</b>	<b>CR1</b>	<b>CR2</b>
Massa específica (kg/L)	-	2,42	2,57
<i>Slump-flow</i> , $d_f$ (cm)	$60 \leq d_f \leq 80$	65	63
Caixa L, $h_2/h_1$ *	$\geq 0,80$	0,88	0,85
Caixa L, $t_{20}$ (s)	$t_{20} \leq 2$	1,67	1,62
Caixa L, $t_{40}$ (s)	$t_{40} \leq 4$	3,1	3,6
Funil V, $t_v$ (s)	$5 \leq t_v \leq 10$	8,00	9,12
Análise visual de segregação dos cp's rompidos	Segregação aparente dos agregados	Ausente	Ausente

\*Foram utilizados 4 $\phi$ 12,5 mm espaçados de 3,2 cm.

Fonte: Autor (2015).

**Tabela 5.5 – Caracterização dos concretos de baixo consumo de cimento em estado fresco**

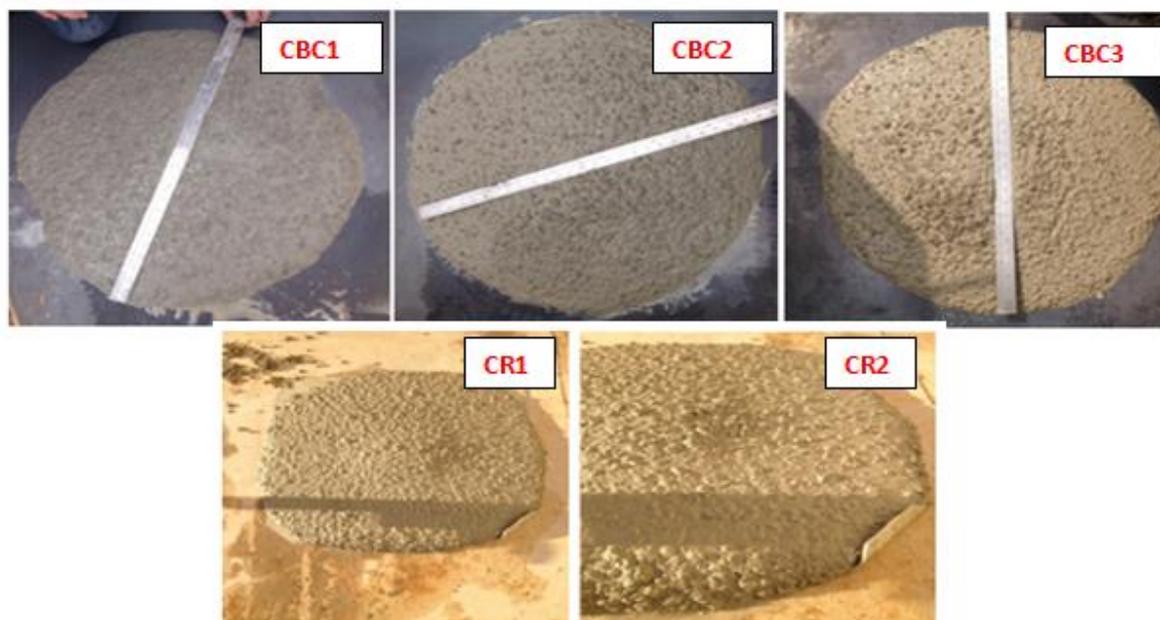
<b>Propriedades</b>	<b>Limites</b>	<b>CBC1</b>	<b>CBC2</b>	<b>CBC2</b>
Massa específica (kg/L)	-	2,49	2,51	2,45
<i>Slump-flow</i> , $d_f$ (cm)	$60 \leq d_f \leq 80$	62	68	65
Caixa L, $h_2/h_1$ *	$\geq 0,80$	0,8	0,85	0,83
Caixa L, $t_{20}$ (s)	$t_{20} \leq 2$	1,61	1,50	1,66
Caixa L, $t_{40}$ (s)	$t_{40} \leq 4$	3,2	3,6	3,8
Funil V, $t_v$ (s)	$5 \leq t_v \leq 10$	7,02	9,05	8,36
Análise visual de segregação dos cp's rompidos	Segregação aparente dos agregados	Ausente	Ausente	Ausente

Fonte: Autor (2015).

Todos os concretos ensaiados apresentaram fluidez elevada. Mesmo assim apresentaram grande coesão, sem qualquer indício de segregação. Nas figuras abaixo são apresentadas algumas fotos dos concretos no estado fresco, evidenciando alta fluidez sem segregação, teor de argamassa adequado e bom aspecto de acabamento. O ensaio de espalhamento fornece resultados importantes com relação à fluidez do CAA e sua coesão. Além disso, pode-se observar a sua resistência à segregação. A Figura 5.13 ilustra o ensaio de espalhamento do CAA onde se visualiza um detalhe da distribuição dos agregados graúdos no CAA onde, pode-se observar que não houve segregação ou exsudação.

Devem-se justificar os espalhamentos bem próximos ao limite mínimo apresentado por norma de 60 cm. Devido ao baixo consumo de cimento decidiu-se não aumentar mais o consumo de água, pois os traços apresentavam indícios de início de exsudação. Este é um problema que se encontra ao utilizar consumos de cimento e, conseqüentemente, de finos muito baixos. Neste caso os valores de espalhamento encontrado não significaram qualquer prejuízo em termos de trabalhabilidade ou acabamento, mas, caso fosse necessário maior abatimento, uma alternativa seria realizar ajustes nos demais finos presentes, possivelmente com consumo maior de pó de calcário. Vale dizer que a ocorrência de exsudação é sempre indesejável, devendo ser evitada, pois proporciona perda de resistência.

**Figura 5.13 – Aspecto dos concretos no estado fresco após ensaio de espalhamento**



Fonte: Autor (2015).

A massa específica mais elevada observada é resultante do melhor empacotamento empregado, substituindo-se pasta de cimento menos densa por agregados mais densos. O valor levemente superior no CBC2 (consumo de cimento  $300 \text{ kg/m}^3$ ), em comparação ao CBC1 (consumo de cimento  $327 \text{ kg/m}^3$ ) e CBC 3 (consumo de cimento  $325 \text{ kg/m}^3$ ), pode ser justificado pelo acréscimo total de agregados, mesmo tendo a pasta do concreto CBC2 densidade levemente inferior, devido à maior relação água/aglomerantes. Para aumentar a massa específica do concreto pode-se reduzir os vazios ou até mesmo substituir materiais menos denso (pasta neste caso) por material mais denso (agregados). Nestas condições um aumento de  $0,05 \text{ g/cm}^3$  na massa específica do concreto representa aproximadamente substituição de 5% de pasta por agregados.

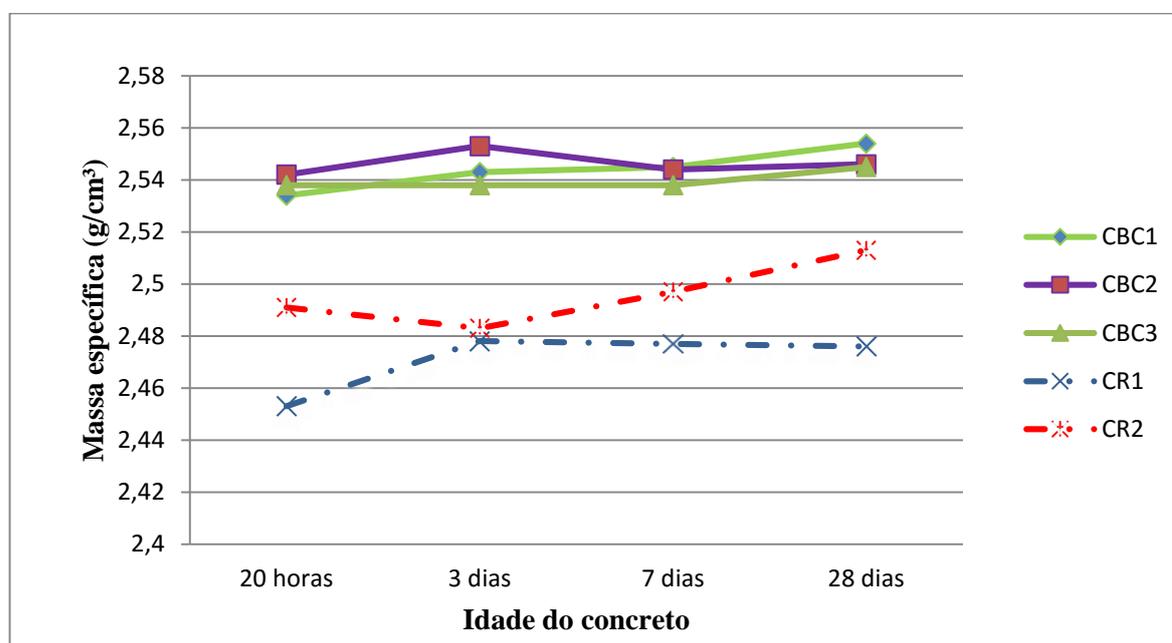
### **5.3 Ensaio físicos e mecânicos do concreto endurecido**

Alguns resultados físicos (massa específica) e mecânicos (resistência à compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral) do concreto endurecido são apresentados a seguir, com o intuito de evidenciar os ganhos de desempenho obtidos com as técnicas aplicadas.

### 5.3.1 Massa específica do concreto endurecido

A massa específica do concreto nas idades de ensaio à compressão foi determinada de acordo com a seção 4.4.2 (Figura 5.14). Os resultados obtidos estão compatíveis com as massas específicas no estado fresco. Os concretos de baixo consumo possuem densidade de aproximadamente  $2,543 \text{ g/cm}^3$  e os de referência  $2,484 \text{ g/cm}^3$ . O aumento da densidade demonstra melhor empacotamento e substituição da pasta de cimento por agregados. Não se percebe alteração significativa com a idade, estando às variações dentro do limite de ensaio.

Figura 5.14 – Massa específica do concreto na condição saturada com superfície seca



Fonte: Autor (2015).

### 5.3.2 Resistência à compressão

A Tabela 5.6 contém os resultados individuais da resistência à compressão dos concretos de referência.

Tabela 5.6– Resistência à compressão dos corpos de prova dos concretos de referência

CP	CR1				CR2			
	$f_{c20horas}$	$f_{c3}$	$f_{c7}$	$f_{c28}$	$f_{c20horas}$	$f_{c3}$	$f_{c7}$	$f_{c28}$
CP1	2,59	23,4	29,5	52,21	35,33	59,43	53,43	64,78
CP2	2,15	25,17	29,35	51,34	32,44	53,43	63,58	61,70
CP3	2,36	24,92	28,54	51,65	33,76	57,12	59,18	61,90
$\bar{\chi}$ *(MPa)	2,37	24,5	29,13	51,73	33,84	56,66	58,73	62,79
$\sigma$ * (MPa)	0,22	0,96	0,52	0,44	1,45	3,03	5,09	1,72
$f_{c,máx}$ (MPa)	2,59	25,17	29,5	52,21	35,33	59,43	63,58	64,78
$f_{c,mín}$ (MPa)	2,15	23,4	28,54	51,34	32,44	53,43	53,43	61,70

\* $\bar{\chi}$  = Média aritmética e  $\sigma$  = Desvio Padrão

Fonte: Autor (2015).

A Tabela 5.7 indica os resultados individuais de resistência à compressão obtidos do CAA com baixo consumo de cimento (CBC 1 a CBC3).

Tabela 5.7 – Resistência à compressão dos corpos de prova do CAA com baixo consumo de cimento

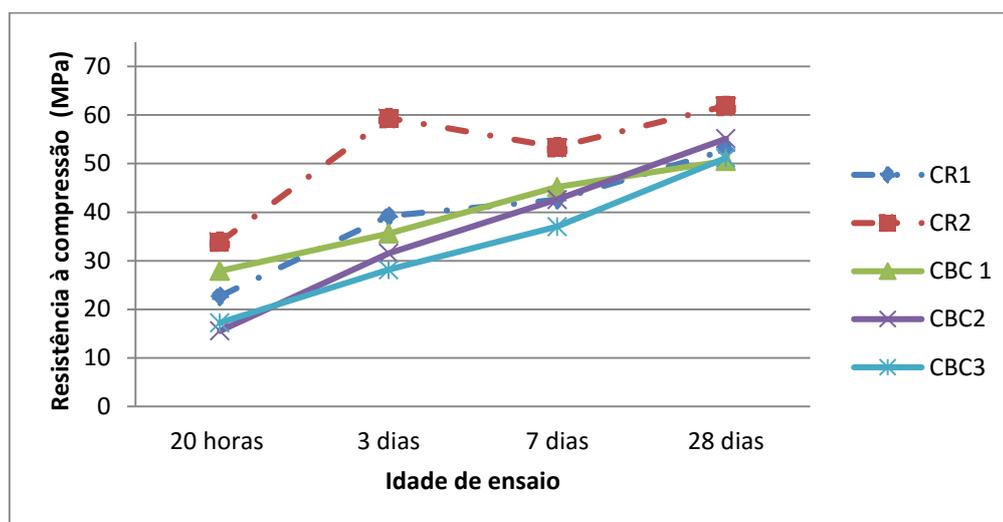
CP	CBC1				CBC2				CBC3			
	$f_{c20horas}$	$f_{c3}$	$f_{c7}$	$f_{c28}$	$f_{c20horas}$	$f_{c3}$	$f_{c7}$	$f_{c28}$	$f_{c20horas}$	$f_{c3}$	$f_{c7}$	$f_{c28}$
CP1	28,89	35,32	45,21	49,78	15,39	30,72	43,17	55,61	16,95	26,77	37,30	50,99
CP2	25,10	35,85	47,04	50,94	15,41	32,77	44,55	55,63	17,23	28,76	35,58	51,66
CP3	29,74	35,71	43,26	51,05	15,85	31,08	20,12	54,18	17,55	28,87	38,17	50,99
$\bar{\chi}$ (MPa)	27,91	35,63	45,17	50,59	15,55	31,52	35,95	55,13	17,24	28,13	37,02	51,21
$\sigma$ * (MPa)	2,47	0,27	1,89	0,70	0,26	1,09	13,72	0,82	0,30	1,18	1,32	0,39
$f_{c,máx}$ (MPa)	29,74	35,85	47,04	51,05	15,85	32,77	44,55	55,61	17,55	28,87	38,17	51,66
$f_{c,mín}$ (MPa)	25,10	35,32	43,26	49,78	15,39	30,72	20,12	54,18	16,95	26,77	35,58	50,99

\* $\bar{\chi}$  = Média aritmética e  $\sigma$  = Desvio Padrão

Fonte: Autor (2015).

A Figura 5.15, ilustra na forma gráfica a evolução da resistência média à compressão dos cinco traços analisados. Nota-se o ganho de resistência com os avanços das idades.

**Figura 5.15 – Evolução da resistência à compressão com a idade dos concretos estudados**



Fonte: Autor (2015).

As dosagens de baixo consumo superaram a marca de 30 MPa, resistência considerada limite para classe de agressividade II da NBR 12655:2015 (ABNT, 2015). Correlacionando os valores obtidos por meio da resistência à compressão, é possível analisar que algumas dosagens de baixo consumo de cimento (CBC1 e CBC3) nas idades finais (28 dias) apresentaram resistências bem próximas ao CR1 e a CBC2 superior ao concreto de referência 1 (CR1).

Importante para a aplicação de pré-moldados é o tempo para a retirada das fôrmas, manuseio dos elementos e, em muitos casos, a protensão. Pelos resultados obtidos, pode-se concluir que para ciclos de produção maiores do que 2 ou 3 dias, é plenamente possível produzir diversos tipos de elementos pré-moldados sem auxílio de cura térmica.

A Figura 5.16 apresenta o aspecto dos corpos de prova rompidos à compressão. Em todos os ensaios apresentaram o tipo de ruptura cônica, sendo possível também a análise visual da ausência de segregação nas amostras.

**Figura 5.16 – Corpo de prova rompido por compressão**



Fonte: Autor (2015).

### 5.3.3 Resistência à tração por compressão diametral

Nas Tabelas 5.8 e 5.9 apresentam-se os resultados de resistência à tração, obtidos em ensaio de tração por compressão diametral com aplicação de carga através de duas barras de seção retangular. Notam-se boas resistências dos concretos com baixo consumo de cimento. De acordo com Mattos (2004), para pisos industriais em geral especificam-se resistência aos 28 dias na ordem de 4,0 a 5,5 MPa e em pavimentos de rolagem de maior exigência, como aeroportos e avenidas, 5,5 a 6,0 MPa. Todos concretos com consumos de cimento reduzidos atendem a primeira especificação, e o CBC3 atendendo as duas.

**Tabela 5.8 – Resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova dos concretos de referência**

CP	CR1				CR2			
	fct <sub>20horas</sub>	fct <sub>3</sub>	fct <sub>7</sub>	fct <sub>28</sub>	fct <sub>20horas</sub>	fct <sub>3</sub>	fct <sub>7</sub>	fct <sub>28</sub>
CP1	0,31	2,81	3,54	5,74	3,89	6,54	5,88	7,13
CP2	0,26	3,02	3,52	5,65	3,57	5,88	6,99	6,79
CP3	0,28	2,99	3,42	5,68	3,71	6,28	6,51	6,81
$\bar{\chi}$ (MPa)	0,28	2,94	3,50	5,69	3,72	6,23	6,46	6,91
$\sigma$ * (MPa)	0,03	0,11	0,06	0,05	0,16	0,33	0,56	0,19
f <sub>c,máx</sub> (MPa)	0,31	3,02	3,54	5,74	3,89	6,54	6,99	7,13
f <sub>c,mín</sub> (MPa)	0,26	2,81	3,42	5,65	3,57	5,88	5,88	6,79

\* $\bar{\chi}$  = Média aritmética e  $\sigma$  = Desvio Padrão

Fonte: Autor (2015).

A Tabela 5.9 indica os resultados individuais de resistência à tração por compressão diametral obtidos do CAD com baixo consumo de cimento (CBC 1 a CBC3).

**Tabela 5.9 – Resistência à tração por compressão diametral dos corpos de prova dos CAA com baixo consumo de cimento**

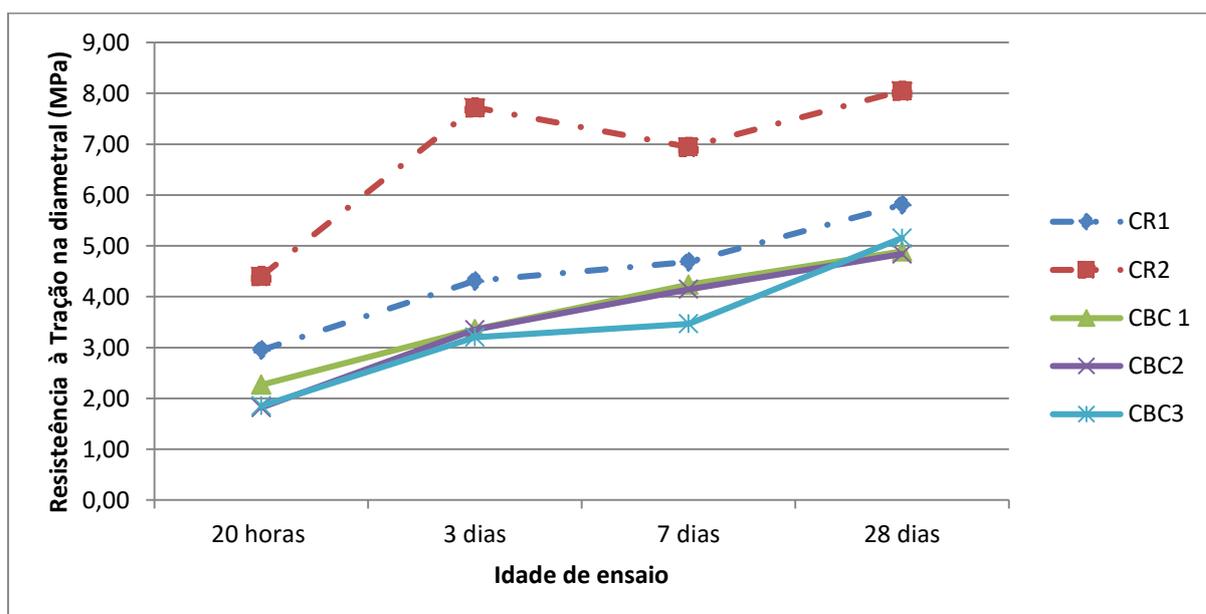
CP	CBC1				CBC2				CBC3			
	fct <sub>20horas</sub>	fct <sub>3</sub>	fct <sub>7</sub>	fct <sub>28</sub>	fct <sub>20horas</sub>	fct <sub>3</sub>	fct <sub>7</sub>	fct <sub>28</sub>	fct <sub>20horas</sub>	fct <sub>3</sub>	fct <sub>7</sub>	fct <sub>28</sub>
CP1	2,03	3,46	4,20	4,75	2,00	3,60	4,16	4,81	1,88	3,30	3,47	5,13
CP2	2,32	3,09	4,23	5,03	1,95	3,10	4,15	4,91	1,81	3,17	3,41	5,16
CP3	2,45	3,53	4,29	4,89	1,93	3,35	4,13	4,89	1,87	3,14	3,52	5,18
$\bar{\chi}$ (MPa)	2,27	3,36	4,24	4,89	1,96	3,35	4,15	4,87	1,85	3,20	3,47	5,15
$\sigma$ * (MPa)	0,21	0,24	0,05	0,14	0,04	0,25	0,02	0,05	0,04	0,09	0,05	0,02
f <sub>c,máx</sub> (MPa)	2,45	3,53	4,29	5,03	2,00	3,60	4,16	4,91	1,88	3,30	3,52	5,18
f <sub>c,mín</sub> (MPa)	2,03	3,09	4,20	4,75	1,93	3,10	4,13	4,81	1,81	3,14	3,41	5,13

\* $\bar{\chi}$  = Média aritmética e  $\sigma$  = Desvio Padrão

Fonte: Autor (2015).

A Figura 5.17, ilustra na forma gráfica a evolução da resistência média à tração por compressão diametral dos cinco traços analisados. Nota-se o ganho de resistência com os avanços das idades.

**Figura 5.17 – Evolução da resistência à tração por compressão diametral com a idade dos concretos estudados**



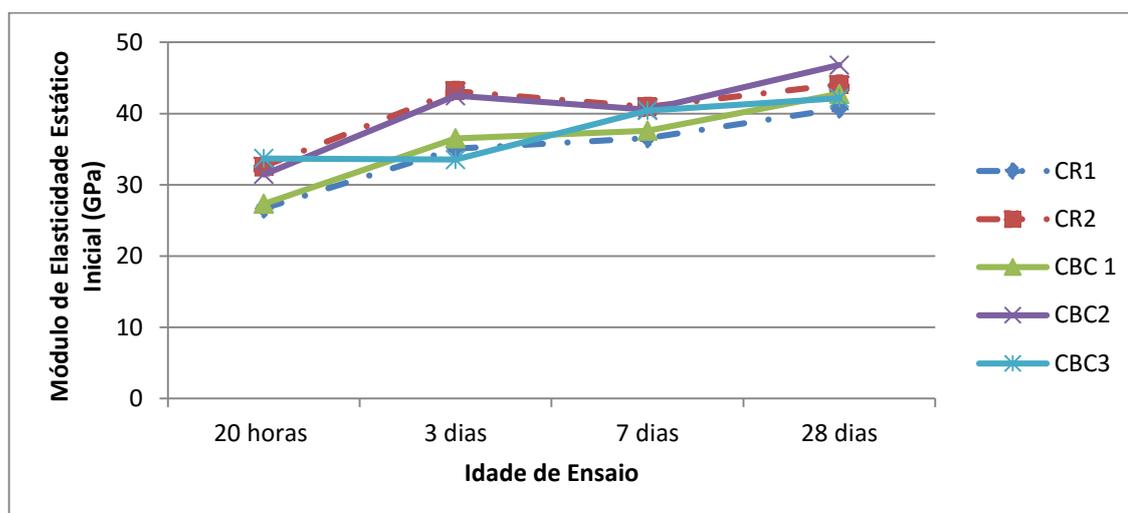
Fonte: Autor (2015).

### 5.3.4 Módulo de Elasticidade

A verificação do módulo de elasticidade é importante dada a sua relação com as deformações estruturais. Tanto as deformações imediatas como as de longo prazo tem relação com o módulo de elasticidade. A previsão de flechas e o planejamento de retirada de escoramentos dependem da evolução e das características elásticas do concreto.

Os resultados de módulo de elasticidade (Figura 5.18) seguem a tendência da resistência à compressão, com os concretos de baixo consumo apresentando algumas dosagens com valores superiores aos concretos de referência. As dosagens de referência apresentam módulo de elasticidade aos 28 dias entre 40 e 45 GPa, enquanto os concretos com baixo consumo de cimento entre 42 a 47 GPa.

Figura 5. 18– Evolução do módulo de elasticidade com a idade dos concretos estudados



Fonte: Autor (2015).

A Tabela 5.10 contém os resultados individuais do módulo de elasticidade dos concretos de referência.

Tabela 5.10 – Módulo de elasticidade dos corpos de prova dos concretos de referência

CP	CR1				CR2			
	$E_{c20horas}$	$E_{c3}$	$E_{c7}$	$E_{c28}$	$E_{c20horas}$	$E_{c3}$	$E_{c7}$	$E_{c28}$
CP1	26,9	36,2	36,9	42,6	32,9	42,4	41,7	44,8
CP2	26,5	34,9	36,4	40,0	33,4	43,4	40,5	44,3
CP3	26,7	34,1	36,4	39,4	31,6	43,8	40,6	43,2
$\bar{\chi}$ (GPa)	26,7	35,1	36,6	40,7	32,6	43,2	40,9	44,1
$\sigma^*$ (GPa)	0,2	1,1	0,3	1,7	0,9	0,7	0,7	0,8
$E_{c,max}$ (GPa)	26,9	36,2	36,9	42,6	33,4	43,8	41,7	44,8
$E_{c,min}$ (GPa)	26,5	34,1	36,4	39,4	31,6	42,4	40,5	43,2

\* $\bar{\chi}$  = Média aritmética e  $\sigma$  = Desvio Padrão

Fonte: Autor (2015).

A Tabela 5.11 indica os resultados individuais módulo de elasticidade obtidos do CAA com baixo consumo de cimento (CBC 1 a CBC3).

**Tabela 5.11 – Módulo de elasticidade dos corpos de prova dos CAA com baixo consumo de cimento**

CP	CBC1				CBC2				CBC3			
	Ec <sub>20horas</sub>	Ec <sub>3</sub>	Ec <sub>7</sub>	Ec <sub>28</sub>	Ec <sub>20horas</sub>	Ec <sub>3</sub>	Ec <sub>7</sub>	Ec <sub>28</sub>	Ec <sub>20horas</sub>	Ec <sub>3</sub>	Ec <sub>7</sub>	Ec <sub>28</sub>
<b>CP1</b>	25,9	34,9	37,4	43,4	32,3	43,1	40,4	46,6	37,2	36,0	41,6	41,7
<b>CP2</b>	26,8	35,5	37,7	42,3	30,8	41,4	40,3	47,0	32,6	33,9	39,9	42,8
<b>CP3</b>	29,3	39,1	37,7	42,7	31,3	43,1	40,8	46,8	31,3	30,7	39,7	42,0
$\bar{\chi}$ (GPa)	27,3	36,5	37,6	42,8	31,5	42,5	40,5	46,8	33,7	33,5	40,4	42,2
$\sigma^*$ (GPa)	1,8	2,3	0,2	0,6	0,8	1,0	0,3	0,2	3,1	2,7	1,0	0,6
<b>f<sub>c,máx</sub> (GPa)</b>	29,3	39,1	37,7	43,4	32,3	43,1	40,8	47,0	37,2	36,0	41,6	42,8
<b>f<sub>c,mín</sub> (GPa)</b>	25,9	34,9	37,4	42,3	30,8	41,4	40,3	46,6	31,3	30,7	39,7	41,7

\* $\bar{\chi}$  = Média aritmética e  $\sigma$  = Desvio Padrão

Fonte: Autor (2015).

Ressaltando que além da maior resistência, que presume menor porosidade e zona de interface melhorada, o que aumenta o módulo de elasticidade, este é fortemente influenciado pelas características elásticas dos agregados. Nos concretos com baixo consumo de cimento tem-se maior proporção de agregados e menor porosidade, o que acaba aumentando o módulo de elasticidade destes concretos.

### 5.3.5 Indicadores de Consumo

De acordo com o que foi apresentado na seção 2.4 (indicadores de baixo consumo de cimento) vários indicadores podem ser empregados para se avaliar o desempenho do cimento consumido. Nesta pesquisa será utilizada a resistência à compressão como parâmetro principal de avaliação de desempenho. Este parâmetro é avaliado em face do consumo de cimento, consumo total de materiais cimentícios, consumo de clínquer e emissão aproximada de CO<sub>2</sub>.

Na Tabela 5.12 estão resumidos os consumos para volume de 1 m<sup>3</sup> dos diversos traços. O teor de clínquer no CPV ARI é de 95%. De acordo com Tobias (2010), a emissão de CO<sub>2</sub> para cimento CP V-ARI é estimado em 0,84 kg de CO<sub>2</sub> por kg de clínquer.

**Tabela 5.12– Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO<sub>2</sub> para os cinco traços analisados**

Consumo	Dosagens (kg/m <sup>3</sup> )				
	CR1	CR2	CBC1	CBC2	CBC3
Cimento	426,1	426,1	327	300	325
Cimentícios	426,1	426,1	352	339	350
Clínquer	404,80	404,80	310,65	285	308,75
CO <sub>2</sub>	340,03	340,03	260,95	239,40	259,35

Fonte: Autor (2015).

A partir destes consumos, e utilizando os valores de resistência à compressão obtidos nas idades analisadas, pode-se calcular os consumos relativos para cada idade (Tabela 5.13).

**Tabela 5.13 – Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO<sub>2</sub> para as três dosagens analisados relativos à resistência à compressão (kg/m<sup>3</sup>)**

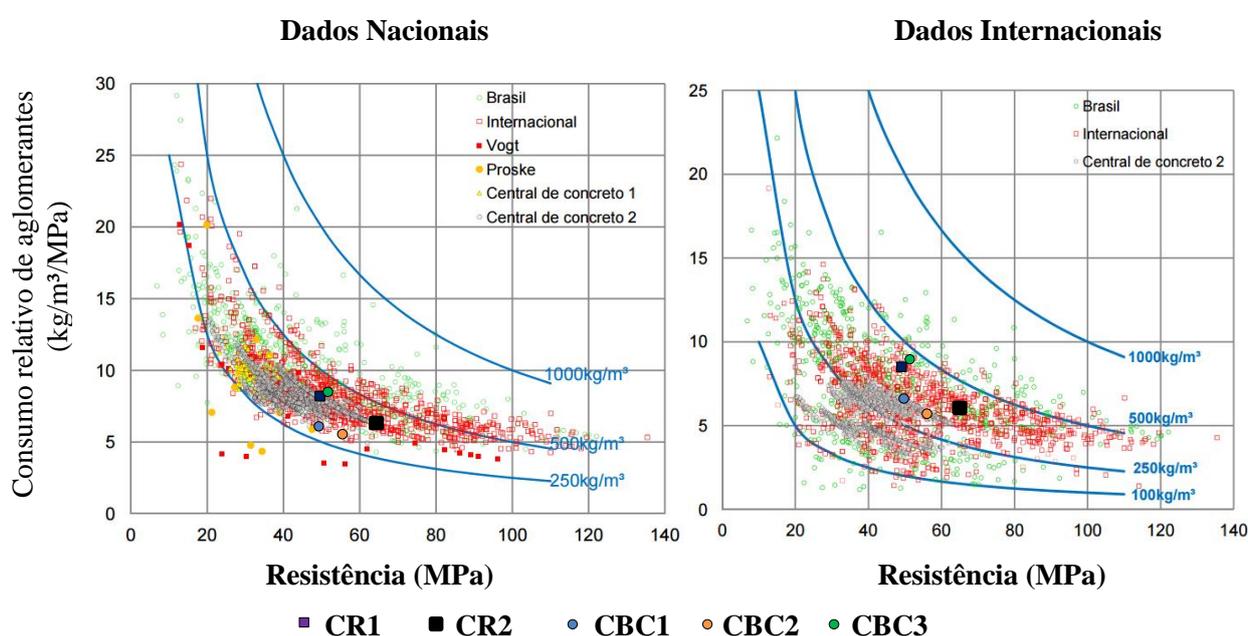
Idade	Consumo	CR1	CR2	CBC1	CBC2	CBC3
20 horas	Cimento	179,79	12,59	11,72	19,30	18,85
	Cimentícios	179,9	12,57	13,47	22,19	21,67
	Clínquer	170,80	11,96	11,13	18,33	17,91
	CO <sub>2</sub>	143,47	10,05	9,57	15,76	15,40
3 dias	Cimento	17,39	7,52	9,18	9,52	11,55
	Cimentícios	17,39	7,52	10,55	10,95	13,28
	Clínquer	16,52	7,14	8,72	9,04	10,97
	CO <sub>2</sub>	13,88	6,00	7,50	7,78	9,44
7 dias	Cimento	14,63	7,26	7,24	7,04	8,78
	Cimentícios	14,63	7,26	8,33	8,10	10,10
	Clínquer	13,90	6,89	6,88	6,69	8,34
	CO <sub>2</sub>	11,67	5,79	5,91	5,75	7,17
28 dias	Cimento	8,24	6,79	6,46	5,44	6,32
	Cimentícios	8,24	6,79	7,43	6,26	7,27
	Clínquer	7,83	6,45	6,14	5,17	6,00
	CO <sub>2</sub>	6,58	5,42	5,28	4,45	5,16

Fonte: Autor (2015).

Nota-se em geral que os consumos relativos de cimento aos 28 dias ficaram entre de 5,44 e 6,32 kg/m<sup>3</sup> por MPa para os concretos com baixo consumo de cimento, enquanto os concretos de referências de 6,79 a 8,24 kg/m<sup>3</sup> por MPa. Comparando com os resultados obtidos por Daminieli *et al.* (2010), que consideraram o total de materiais cimentícios, obtém-se a Figura 5.19. Nota-se o bom resultado obtido, principalmente as dosagens com baixo consumo de cimento estando abaixo do limite inferior da grande maioria dos resultados coletados. Já os concretos de referência ficaram contidos dentro da grande nuvem média.

Realizando uma análise de consumo relativo, utilizando como parâmetro de desempenho a resistência à tração por compressão diametral, chega-se a valores de consumo de cimento entre 19 e 23 kg/m<sup>3</sup> por MPa para os concretos com baixo consumo de cimento e 52 a 74 kg/m<sup>3</sup> por MPa para os concretos de referência. Novamente nota-se o bom desempenho dos traços executados. O mesmo pode ser concluído em análise baseada no módulo de elasticidade, obtendo-se valores de módulo de elasticidade superiores aos de concreto de referência mesmo com menores consumos de cimento.

**Figura 5. 19– Relação entre consumo de aglomerantes e resistência à compressão aos 28 dias**



Fonte: Adaptado Damineli *et al.* (2010).

De modo geral os concretos em estudo apresentaram ótimo desempenho de consumo, tanto em termos de consumo de material cimentício como em termos de emissão de CO<sub>2</sub>, além do consumo total de cimento reduzido.

### 5.3.6 Verificações complementares

Assim, foram realizados ensaios de compressão diametral para se verificar se as concretagens outrora realizadas na Tabela 5.13 possuíam segregação nos corpos de prova, mesmo com a verificação visual de sua não existência nos ensaios de abatimento. A Figura 5.20 ilustra os corpos de prova ensaiados à compressão diametral abertos para visualização da

distribuição dos agregados graúdos para as dosagens CBC1, CBC2 e CBC3.

**Figura 5. 20– Distribuição do agregado graúdo nas concretagens – da esquerda para direita : CBC1, CBC2 e CBC3**



Fonte: Autor (2015).

## 5.4 Considerações Finais

Neste capítulo foi realizado o programa experimental previsto, incluindo modelos constituídos de CAA (sem redução de cimento) e CAA com baixo consumo de cimento.

Com relação aos ensaios dos modelos de compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral pode-se concluir que, as amostras adotadas foram adequadas para correlacionar as resistências obtidas entre os concretos estudados em função do consumo de cimento empregado.

No que se refere ao comportamento dos concretos utilizados, pode-se concluir que os valores obtidos pelos concretos com baixo consumo de cimento, para algumas dosagens, são eficazes, apresentando resistência elevada nas primeiras horas de idade, provando que é possível a elaboração de peças com baixo consumo de cimento e ainda assim permanecendo a qualidade mecânica do concreto.

## 6 CONCLUSÃO

Este capítulo apresenta todas as conclusões do trabalho, bem como algumas sugestões para possíveis pesquisas futuras que possam aprimorar ou complementar este estudo, visando melhoria dos concretos de alto desempenho com baixo consumo de cimento.

Segundo com que foi proposto inicialmente, o objetivo principal desta pesquisa foi estudar o comportamento mecânico do CAA de com baixo consumo de cimento mediante aos ensaios de compressão, módulo de elasticidade e tração por compressão diametral. Dentre os objetivos secundários colocados, destacou-se a comparação do concreto referência utilizado no mercado com o concreto autoadensável com baixo consumo de cimento, verificando a variabilidade dos resultados obtidos.

### 6.1 Considerações Finais

A utilização de concretos com baixo consumo de cimento Portland já é realidade no âmbito da pesquisa experimental, tendo sido estudado e elaborado diferentes tipos de concretos em alguns trabalhos e aplicações em grande escala mais especificamente na Europa e Ásia. Com a adoção em primeiros testes de campo se depara com as restrições normativas nacionais, especificamente a limitação de consumo mínimo de cimento pela NBR 12655:2015 (ABNT, 2015). O motivo para esta exigência decorre de preocupações com a durabilidade do concreto. Grande parte desta preocupação, porém é remanescente do estilo de produção do concreto convencional, que ignora aplicação de técnicas e produtos mais modernos.

A indústria cimentícia frente à perspectiva de crescimento contínuo da demanda de cimento nas próximas décadas tem tomado precauções ambientais e de sustentabilidade, paralelo a vantagens técnicas e econômicas, dão apoio ao desenvolvimento de concretos com consumos de cimento Portland reduzidos. Uma gradativa mudança no âmbito da engenharia do concreto, de resistência para desempenho, exige que a avaliação do concreto considere aspectos

de durabilidade.

Devido aos benefícios que este “novo” material proporciona, razões suficientes são encontradas para investir no desenvolvimento do CAA com baixo consumo de cimento, torna-se a ser necessário ressaltar o comportamento diferenciado deste material diante de ambientes e meios agressivos. Esta pesquisa visa constituir-se de uma análise científica inicial para responder à indagação “estes concretos ainda com baixo consumo de cimento apresentam comportamento mecânico adequado?”.

A produção do CAA com baixo consumo de cimento buscou a sinergia de vários fatores apresentados por pesquisadores e acervo técnicos. Estas técnicas estão baseadas em escolher adequadamente os agregados a serem aplicados, buscar o máximo empacotamento destes, inclusive com a incorporação de Fíler, adição de sílica ativa como material pozolânico e uso de aditivos superplastificantes. O bom comportamento e desempenho mecânico alcançado podem ser atribuídos à melhora na zona de transição entre o agregado com a pasta de cimento e refinamento das estruturas de poros desta. A utilização de aditivos de alta capacidade de plastificação e redução de água é necessária para atingir relações água/aglomerante baixas mesmo com baixos consumos de cimento.

Por meio da aplicação destas técnicas foi possível elaborar três concretos com consumos de cimento de 320 a 327 kg/m<sup>3</sup>.

Os concretos desenvolvidos apresentaram espalhamento adequados (acima de 60 cm) e de fácil acabamento por serem CAA. Atenção especial deve ser dada aos casos de consumo total muito baixo de cimento, onde excessos de água e a ausência de finos podem provocar exsudação. Ajustes devem ser tomados no teor de aditivo e no consumo de água e alteração da proporção de agregado e Fíler, mesmo que isto gere pequenas alterações no empacotamento, podem ser necessários quando se pretende utilizar consumos absolutos de cimentos baixos.

Por meio dos ensaios mecânicos prova-se que é possível atingir resistências elevadas mesmo com o consumo de cimento Portland reduzido. Boa parte dos resultados à compressão médios aos 28 dias atingiam níveis superiores a 50 MPa. É relevante mencionar que o concreto com mais baixo consumo total de cimento (CBC2) com 300 kg/m<sup>3</sup>, apesar de ter relação água/aglomerante superior ( $a/agl = 0,47$ ) que o concreto de referência CR2 ( $a/agl = 0,45$  e consumo acima de 420 kg/m<sup>3</sup>), atingiu resistência bem próxima aos 28 dias e foi superior do CR1, onde apresentou resistência média à compressão aos 28 dias igual a 51,73 MPa. Isto pode ser justificado pelo uso do superplastificante que contribui para uma boa dispersão das partículas. Nos concretos de referência a ausência de finos e baixo consumo de superplastificante prejudicou a dispersão das partículas menores e, conseqüentemente,

dificultando a hidratação do cimento.

Uma análise do desempenho alcançado, por meio da correlação entre resistência mecânica e consumo de cimento, aglomerantes e clínquer, mostrou que estes concretos atingiram excelentes resultados. Na resistência à compressão às 20 horas atingiram-se consumos relativos de 11,72 kg/m<sup>3</sup> por MPa de cimento (equivalente a 12,61 kg/m<sup>3</sup> por MPa de materiais cimentícios e 11,13 kg/m<sup>3</sup> por MPa de clínquer) e na resistência à compressão aos 28 dias atingiram-se consumos relativos de 5,44 kg/m<sup>3</sup> por MPa de cimento (equivalente a 6,15 kg/m<sup>3</sup> por MPa de materiais cimentícios e 5,17 kg/m<sup>3</sup> por MPa de clínquer) com o cimento CPV ARI. A avaliação aproximada de emissão de CO<sub>2</sub> indica também o bom desempenho ambiental deste tipo de concreto, chegando a se emitir apenas 4,43 kg/m<sup>3</sup> por MPa no caso do CBC2 e 5,28 do CBC1.

Comparando com os concretos de referência indicam que estes resultados são sensivelmente melhores, chegando os melhores resultados a representar redução de consumo relativo de cimento e clínquer de até 20,44%.

Os concretos obtidos, comprovadamente de baixo consumo de cimento, foram avaliados com relação a resistência mecânica à compressão, e mais para frente sendo analisados pela tração por compressão diametral e módulo de elasticidade. Pelo fato de não existirem unidade ou ensaios únicos para analisar, avaliar e expressar de modo completo a eficiência, será aplicado ensaios de caráter mecânico para análise e desenvolvimento deste concreto. Os resultados obtidos quando possível foram comparados com valores citados na literatura. Foram produzidos concretos com o mesmo cimento.

## **6.2 Sugestões para prosseguimento da pesquisa**

Mediante ao tema aqui discutido e das lacunas restantes sugerem-se os seguintes pontos para continuidade desta pesquisa:

- Analisar as propriedades térmicas do CAA com baixo consumo de cimento;
- Investigar as propriedades do CAA com baixo consumo de cimento incorporado com fibras de aço;
- Estudo da cura térmica para acelerar a hidratação dos concretos com alto consumo de aditivos superplastificantes propícios ao retardamento de pega;
- Estudo de alternativas de empacotamento e relacionamento com a reologia;

- Análise de durabilidade do CAA com baixo consumo de cimento;
- Análise da influência do alto consumo de aditivo superplastificante sobre a pega do cimento e endurecimento do concreto;
- Avaliação técnica-econômica dos componentes dos traços a modo a reduzir o custo total dos materiais por m<sup>3</sup> de concreto. Neste sentido, a busca por aditivos, adições, Fíler com melhor relação custo/benefício é indicada;
- Realização de dosagens de concretos com consumos de cimentos ainda menores, abaixo de 200 kg/m<sup>3</sup>.

## Referências Bibliográficas

ACI Committee 304, “**Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete (ACI 304R-00)**”, American Concrete Institute.

AIQIN W., CHENGZHI Z., NINGSHENG Z., Study of the influence of the particle size distribution **on the properties of cement**, Cem. Concr. Res. 27, 5 (1997) 685-695.

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

AİTCIN, P. C. (2000). *Concreto de alto desempenho*. Tradução: SERRA, G. G. São Paulo: Pini.

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

ALMEIDA FILHO, F.M. (2006). **Contribuição ao estudo da aderência entre barras de aço e concretos autoadensáveis**. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, 350p, 2006.

AMARAL FILHO, E. M. **Concreto de Alto Desempenho, Definições e características Técnicas**. In: Revista Ibracon, 21, ano VI. São Paulo abril / julho 1998.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM C-125 “**Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates**”. West Conshohocken, PA: ASTM, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS ASTM C-91 “**Specification for Marsonry Cement**”. West Conshohocken, PA: ASTM, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS.ASTM C 1611/C 1611M – 05. **Standard test method for slump flow of self-consolidating concrete**. Philadelphia: ASTM, 2005.

ANDERSON, S. T., & NEWELL, R. (2004). **Information programs for technology adoption: the case of energy-efficiency audits**. *Resource and Energy Economics*, 26, 27-50. <http://dx.doi.org/10.1016/j.reseneeco.2003.07.001>

ARIMA, H.; SADAKANE, M.; AYANO. T.; SAKATA, K. (2002). **Experimental study on stable production of self-compacting high performance concrete**. In: CONCRETE STRUCTURES IN THE 21stCENTURY: Proceedings of the first FIB congresso. Osaka. Japan,

março de 2002. Proceedings..., publicado por Japan Prestressed concrete engineering association & Japan Concrete institute, Osaka, [CD-ROM].

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **Guia Básico da Utilização do Cimento Portland**, 2002. São Paulo – Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial – especificação. Rio de Janeiro, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 5735**: Cimento Portland de alto-forno. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 5736**: Cimento Portland pozolânico. Rio de Janeiro: ABNT, 1991.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739**: Concreto -Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto: procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. **NBR 7211**: agregados para concreto: especificação. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 7681-2**: Aglomerantes para concreto: Calda de cimento para injeção – determinação do índice de fluidez. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522**: concreto: determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 9833**: concreto fresco: determinação da massa específica, do rendimento e do teor de ar pelo método gravimétrico. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 11768**: Aditivos para Concreto de Cimento Portland. Rio de Janeiro. 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 12655**: Concreto de Cimento Portland: preparo, controle e recebimento: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 15823**: Concreto autoadensável. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 45**: agregados: determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 52**: Agregado miúdo: determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 248**: Agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

BANFILL, P. F. G. **The rheology of fresh cement and concrete** – a review. In: 11th International Cement Chemistry Congress. Durban, 2003.

BARROS, A. R. (2009) **Avaliação do comportamento de vigas de concreto autoadensável reforçado com fibras de aço**. 2009. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa

de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió.

BEAUDOIN, J.J, RAMACHANDRAN, V.S. **Handbook of analytical techniques in concrete Science and technology**, New York, Noyes / William Andrew, 2001 SABBATINI, F. H. O processo construtivo de edifícios de alvenaria estrutural sílicocalcária. São Paulo. 1984. 298 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. SANTOS, P. S. Ciência e Tecnologia de Argilas. 2.ed. rev. e ampl. São Paulo: Edgar Blucher, 1989.

BEAUPRÉ, D.; MINDESS, S. (1998) **Rheology of fresh concrete: principles, measurement, and applications**. Materials Science of Concrete V, J. Skalny, S. Mindess, and M. Cohen (editors), The American Ceramic Society, Westerville, Ohio, 1998, 149 - 190.

BENTZ D. P., GARBOCZI E. J., HAECKER C. J., JENSEN O. M., “**Effects of cement particle size distribution on performance properties of Portland cement-based materials**”, Cement Concrete Res. 29, 10 (1999) 1663-1671.

BERNSTEIN, L.; ROY, J.; DELHOTAL, K. C.; HARNISCH, J.; MATSUHASHI, R.; PRICE, L.; TANAKA, K.; WORRELL, E.; YAMBA, F.; FENGQI, Z. (2007). Industry. In: METZ, B.; DAVIDSON, O. R.; BOSCH, P. R.; DAVE, R.; MEYER, L. A. (eds.) **Limete Change 2007: Mitigation of climate change**. Working Group III Contribution to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Cambridge/United Kingdom e New York/USA: Cambridge University Press, 2007. Cap. 7, p. 447-496.

BETHMONT, S.; D’alioia 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.

BONEN, D.; SARKAR, S. L. The superplasticizer adsorption capacity of cement pastes, pore solution composition, and parameters affecting flow loss. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 7, p. 1423-1434, 1995.

BOUZOUBAÂ, N.; LACHEMI, M. (2001). **Self-compacting concrete incorporating high volumes of class F fly ash: preliminary results**. Cement and Concrete Research, Vol. 31, p. 413-420.

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

BRITISH GEOLOGICAL SURVEY. **Mineral Profile: Cement Raw Materials**. Natural Environmental Research Council. Novembro 2005.

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

BUI, V. K.; MONTGOMERY, D.; HINCZAK, I.; TURNER, K. (2002). **Rapid testing method for segregation resistance of self-compacting concrete**. Cement and Concrete Research. Vol. 32, p. 1489-1496.

CABRERA, J. G.; BROOKS, J. J.; BERENJAIN, J. (1993). **The effect of creep and drying shrinkage on the micromorphology of cement paste containing superplasticizers**. IN:

Creep and Shrinkage of Concrete, Fifth International RILEM Symposium, ConCreep 5, **Proceedings**, Barcelona-Espanha, Ed. Z. P. Bazant; I. Carol, E & FN Spon, pp. 115-120.

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

**CEMBUREAU** – EUROPEAN CEMENT ASSOCIATION. (2010). Activity report 2009. Bruxelas / Bélgica, 2000.

CEN- COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **EN 1990**: basis of structural design. Bruxelas / Bélgica, 2000.

\_\_\_\_\_. **EN 206-1**: concrete: part 1: specification, performance, production and conformity. Bruxelas/Bélgica, 2000.

CONCEIÇÃO, RODRIGO VIEIRA DA. **Análise experimental de aduelas pré-moldadas em concreto de alto desempenho para passarelas estaiadas**. Dissertação (Mestrado). São Carlos: SET-EESC. Universidade de São Paulo, 2008.

CHATTERJEE, A.K.: “Special Cements”, en **Structure and Performance of Cements**. Edited by J. Bensted and P. Barnes, SponSpress, London y New York, 2002, pp. 186-236.

CSI – THE CEMENT SUSTAINABILITY INITIATIVE. (2007). **The cement sustainability initiative**. Suíça: World Business Council for Sustainable Development, 2009. 7 p.

DACZKO, J. A. CONSTANTINER, D. **Rheodynamic concrete**. Ibracon: 43º Congresso Brasileiro do Concreto. 2001.

DAL MOLIN, D. C. C., WOLF, J. (1990) **Viabilidade técnico-econômica da utilização de concreto de alta resistência em edifícios altos**. In: 10º Encontro Nacional da Construção, Porto Alegre: SERGS, pp. 853 – 863.

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.

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

DE LARRARD, F., SEDRAN T., **Optimization of ultra-highperformance concrete by the use of a packing model**, Cem. Concr. Res. 24, 6 (1994) 997-1009.

DE LARRARD, F., “**Concrete Mixture-Proportioning - A Scientific Approach**”, Modern Concrete Technology Series No. 9, S. Mindess and A. Bentur, editors, E & FN SPON, London, 421 p., March, 1999.

DE LARRARD, F.; FERRARIS, C. F.; SEDRAN, T. (1998). **Fresh Concrete: A Herschel-Bukley material**. Material and structures, vol. 31, Issue 211, p. 494-498, 1998.

DE OLIVEIRA I. R., STUDART A. R., PILEGGI R. G., PANDOLFELLI V. C., **Dispersão e empacotamento de partículas – princípios e aplicações em processamento cerâmico**, Fazenda Arte Editorial, S. Paulo, SP (2000).

DESMET, B., GROUP, S., VANTOMME, J., DE SCHUTTER, G., LESAGE, K., VANDEWALLE, L. (2010). **Parametric Study of the Effects of the Composition on the Setting of Self-Compacting Mortar, using Continuous Ultrasonic Monitoring**. Design, Production and Placement of Self-Consolidating Concrete. SCC2010. Montreal, 26-29 September 2010 Springer.

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. Berlin/Alemanha, 2008.

DHIR, R. K.; YAP, A. W. F. (1983). **Superplasticized high-workability concrete: some properties in the fresh and hardened states**. Magazine of Concrete Research, V. 35, No. 125, pp. 214-228.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 056/2004 ES**: pavimento rígido: sub-base de concreto de cimento Portland compactado rolo: especificação de serviço. Brasília, 2004.

\_\_\_\_\_. **DNIT 059/2004 ES**: pavimento rígido: pavimento de concreto de cimento Portland, compactado com rolo: especificação de Serviço. Brasília, 2004.

DRANSFIELD, J. (2006) "**Admixture technical sheet-ATS 2 Superplasticizing /High range water reducing**." 5p.

EFNARC, **European federation of specialist construction chemicals and concrete system**. Specification and guidelines for self-compacting concrete.s.l. : EFNARC, 2002.

EFNARC. (2005) **Specificacion and Guidelines for Self-Compacting Concrete**. European Federation of Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems – EFNARC.

EL DEBS, M.K. (2000). **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos: EESC/USP

ERDOGDU, S. Compatibility of superplasticizers with cements different in composition. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 5, p. 767-773, 2000.

FELDMAN, R. F. and SWENSON, E. G., Volume change on First Drying of Hydrated Portland Cement with and Without Admixtures, *Cem.Concr. Res.*, 5:25-35 (1975).

FERRARIS, C.; BROWER, L.; OZYLDIRIM, C.; DACZKO, J. (2000). Workability of self-compacting concrete. In: PCI/FHWA/FIB – **INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON HIGH PERFORMANCE CONCRETE**: The economical solution for durable bridges and transportation structures, Orlando – Flórida, E.U.A., 25 a 27 de setembro de 2000, Proceedings...Editores: L. S. (Paul) Johal, publicadopelo PCI (E.U.A). ISBN: 0-937040-64-7.

Orlando, p. 398-407.

FLATT, R. J.; BOWEN, P. Electrostatic repulsion between particles in cement suspensions: Domain of validity of linearized Poisson-Boltzmann equation for nonideal electrolytes. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 6, p. 781-791, 2003.

GAJDA, J.; ALSAMSAM, E. (2006). **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.

GOMES, P. C. C. (2002) **Optimization and characterization of high-strength selfcompacting concrete**.2002. 150 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

GOMES, P. C. C. e BARROS, A. R. DE. **Métodos de dosagem de concreto autoadensável**. São Paulo: Pini, 2009.

GOLDBACH, U.; STEHLING, S. (2008). Precasting of UHPC elements. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 2nd., 05-07 mar. 2008, Kassel/Germany.**Proceedings...** Kassel/Germany: Kassel University Press, 2008. p. 589-595.

GOLTERMANN, P.; JOHANSEN, V.; PALBOL, L. (1997). **Packing of aggregates: an alternative tool to determine the optimal mix**. *ACI Materials Journal*, No. 94, p. 435-443.

GROVES, G. W. and RICHARDSON, I. G. (1994) **Microcrystalline calcium hydroxide in pozzolanic cement pastes**. *Cement and Concrete Research*, 24(6), 1191-6

HAYAKAMA, M.; MATSUOKA, Y.; SHINDOH, T. (1994). **Development and application of super workable concrete**. Special concretes: “workability and mixing”, Ed. By P. J. Bartos, RILEM, p. 183-190, 1994.

HASPARYK, Nicole Pagan; LOPES, Anne N. M.; ANDRADE, Moacir A. S.; SANTOS, Sérgio B. dos. **Deformações por Retração e Fluência**. In: ISAIA, Geraldo Cechella (Ed.) *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1 cap. 22, p. 655-685. ISBN 85- 98576- 04- 2

HELENE, P. R. L. **Dosagem de Cimento Portland**. In: ISAIA, G. C. (Ed.). *Concreto: ensino, pesquisa e realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. v. 1, p. 75-107.

HIBINO, M.; MARUYAMA, K. (2002). **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 & Japan concrete institute, Osaka, [CD-ROM].

HOLCIM (2015). CPV-ARI – **Cimento de Alta Resistência inicial** (Ficha técnica do produto). Disponível em: < <http://www.holcim.com.br/produtos-e-solucoes/cimento.html>>. Acesso em: 21 jun.2015.

HU C., DE LARRARD, F., **The rheology of fresh highperformance concrete**, Cem. Concr. Res. 26, 2 (1996) 283- 294.

HUMPHREYS, K.; MAHASENAN, M. (2002). **Toward a sustainable cement industry: Substudy 8: Climate Change**. Geneva/Switzerland: World Business Council for Sustainable Development (WBCSD), 2002. 92 p.

HWANG, CHAO-LUNG e HUNG, MENG-FENG (2005). **Durability design and performance of self-consolidating lightweight concrete**. Construction and Building Materials, Vol. 19, pp. 619–626.

HWANG, CHAO-LUNG e TSAI, CHIH-TA. **The effect of aggregate packing types on engineering properties of self-consolidating concrete**. [ed.] ZHIWU YU, *et al.*. Changsha :s.n., 2005. pp. 337-345. First International Symposium on Design, Performance and Use of Self- Consolidating Concrete SCC'2005.

IEA – INTERNATIONAL ENERGY AGENCY. (2007). **Tracking Industrial Energy Efficiency and CO<sub>2</sub> emissions**. Paris/France: International Energy Agency, 2007. 321 p.

JAPANESE SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING. (1990) JSCE-F503 – **Method of Test for the Slump Flow of Concrete**.

JOSA, A.; AGUADO, A.; HEINO, A.; BYARS, E.; CARDIM, A. (2004). **Comparative analysis of available life cycle inventories of cement in the EU**. Cement and Concrete Research, v. 34, n. 8, p. 1313-1320, ago. 2004.

JP MORGAN. **Construction and Building Materials Sector**. Set. 2009.

KHAYAT, K. (1996) **Effect of Silica fume on Fresh and Mechanical Properties of Concrete**, CANMET-ACI Intensive Course on Fly Ash, Slag, Silica Fume, Other Pozzolanic Materials and Superplasticizers in Concrete, Ottawa, Canada, April, 34 pp.

KOEHLER, ERIC P. e FOWLER, DAVID W. **Aggregates in Self-Consolidating Concrete**. Final Report - ICAR Project 108. Austin: International Center for Aggregates Research (ICAR), 2007.

KRELAUS, R.; SCHMIDT, M.; FREISINGER, S. (2008). **Adhesive bonding of UHPC structural members at the Gaertnerplatzbridge in Kassel**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ULTRA HIGH PERFORMANCE CONCRETE, 2nd., 05-07 mar. 2008, Kassel/Germany. **Proceedings...** Kassel/Germany: Kassel University Press, 2008. P. 597-604.

KUPERMAN, S. C. (2005). **Concreto massa convencional e compactado com rolo para barragens**. In: ISAIA, G, C. (ed.). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. Cap. 41, p. 1260-1295.

LILKOV V., DIMITROVA E., GAIDARDZHIEV S., **Microscopic and laser granulometric analyses of hydrating cement suspensions**, Cem. Concr.Res. 29, 1 (1999) 3-8.

LISBÔA, E. M. (2004) **Obtenção do concreto autoadensável utilizando o resíduo de serragem de mármore e granito e estudo de propriedades mecânicas**. 2004. 115p.

Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Alagoas.

MALHOTRA, V. M.; MEHTA, P. K. **Pozzolanic and cementitious materials**. Ottawa: Gordon e Breach, 1996.

MARLAND, G.; BODEN, T.A; ANDRES, R. J. Global, Regional, and National CO<sub>2</sub> Emissions. In Trends: A Compendium of Data on Global Change. Carbon Dioxide Information Analysis Center, Oak Ridge National Laboratory, U.S. Department of Energy, Oak Ridge, Tenn., U.S.A. 2003.

MEHTA, P. K.; AİTCIN, P.-C. Principles underlying production of high-performance concrete. **Cement, Concrete, and Aggregates**, v. 12, n. 2, p. 70-78, jan. 1990.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. São Paulo: PINI, 1994.

MEHTA, P. K. (2008). **A glimpse into sustainable ternary-blended cements of the future**. CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 50., 2008, Salvador. Apresentação. São Paulo: IBRACON, 2008, 39 p.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. (2009). **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. Editora IBRACON, 3ª Edição, São Paulo/SP, ISBN: 978-85-98576-12-1.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. (2014). **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. 2.ed. São Paulo: IBRACON.

MELO, K. A. **Contribuição à dosagem de concreto autoadensável com adição de fíler calcário**. Florianópolis: UFSC, 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005. 179 p.

MELO, A. B. (2000). **Influência da cura térmica (vapor) sob pressão atmosférica no desenvolvimento da microestrutura dos concretos de cimento Portland**. 2000. 271 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Interunidades (Instituto de Física de São Carlos/ Instituto de Química de São Carlos/ Escola de Engenharia de São Carlos), Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

**MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA (MNE)**. Anuário Estatístico 2010. Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral - Setor de Transformação de não metálico. Brasília-DF. Disponível em :<[http://www.mme.gov.br/sgm/galerias/arquivos/noticias/ANUxRIO\\_DA\\_TRANSFORMAxO\\_DOS\\_NxO\\_METxLICOS\\_-\\_2010.pdf](http://www.mme.gov.br/sgm/galerias/arquivos/noticias/ANUxRIO_DA_TRANSFORMAxO_DOS_NxO_METxLICOS_-_2010.pdf)>. Acesso em: 03 mar. 2015.

MOKRZYCKI, Eugeniusz, ULIASZ- BOCHENCZYK, Alicja, 2003. **Alternative fuels for the cement industry**. Applied Energy 74 (2003) 95–100.

MÜLLER, N.; HARNISCH, J. (2008). **A blueprint for a climate friendly cement industry**. Gland/Switzerland: WWF International, 2008. 16 p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2ª ed. São Paulo: Pini. 1997.

NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. 2 ed. Porto Alegre: Bookman, 2013. 448p.

*Design and construction of the Old 99 Bridge - an HPC spliced-girder structure*. NIKZAD, K., et al.. 2006, PCI Journal, pp. 98-109. Vol 51 n° 1.

NUNES, S.; COUTINHO, J. S.; FIGUEIRAS, J. (2003). Tecnologia do betão auto-compactável. In: V Simposio EPUSP sobre estruturas de concreto, Anais..., PEC/PCC – EDUSP, 7 a 10 de junho de 2003, São Paulo, SP, Brasil, ISBN: 85-86686-18-2, 15 p., [CD-ROM].

NUNES, SANDRA CONCEIÇÃO BARBOSA. **Betão auto-compactável: tecnologia e propriedades**. Dissertação (Mestrado). Porto : Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.

OKAMURA, H. (1997) **Self-compacting high-performance concrete**. *Concrete International*. Vol. 19, n. 7, p. 50-54.

OKAMURA T., HARADA H., DAIMON M., “**Influence of calcium sulfate in belite-rich cement on the change in fluidity of mortar with time**”, *Cement Concrete Res.* 28, 9 (1998) 1297-1308.

OKAMURA, H.; OUCHI, M. (2003). Self-compacting concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*. Vol. 1, N° 1, April, 2003. P. 5-15.

OLLIVIER, J. P.; MASO, J. C.; BOURDETTE, B. (1995). Interfacial Transition Zone in Concrete. **Advanced Cement Based Materials**. V. 2, n.1, jan. 1995, p. 30-38.

OZAWA, K., SAKATA, N., and OKUMURA, H., ‘**Evaluation of self-compactibility of fresh concrete using the funnel test**’, *concrete library of JSCE*, 25(1995), 59-75.

PEREIRA, T. A. C. (2010). **Concreto autoadensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã ou rocha ou poliamida**. 2009. 281 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estrutura) – Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

PERSSON, B. (2001). **A comparison between mechanical properties of self-compacting concrete and the corresponding properties of normal concrete**. *Cement and Concrete Research*, Vol.31, p. 193-198.

RAMACHANDRAN, V. S. (1984). **Concrete admixtures handbook**. Noyes Publications, new Jersey, USA.

REBMANN, M. S.; TRIGO, A. P. M.; LIBORIO, J. B. L. (2010). Melhorando as características mecânicas e microestruturais de concretos com cimento CII-Z através de métodos de empacotamento e de dispersão de partículas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 52., 2010, Fortaleza. **Anais eletrônicos**. São Paulo: IBRACON, 2010, p. 16.

REBMANN, M. S. **Durabilidade de concretos estruturais com baixo consumo de cimento Portland e alta resistência**. 2011. 211 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de

Esturutras, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 2011.

REGIOWIKI (2015). HNA **Regiowiki** (Enciclopédia alemã virtual). Disponível em: <<http://www.http://regiowiki.hna.de/Gärtnerplatzbrücke>>. Acesso em: 06 jul.2015.

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.

RONCERO, J. GETTU, R. **Aditivos superfluidificantes para hormigones de altas prestaciones**. In: IV Simposio ANFAH – Especialidades Químicas para la Construcción. Madrid. 1998.

RONCERO, J. (2000). *Effecto superplasticizers on the behavior of concrete in the fresh and hardened states: implications for high performance concretes*. Tese de Doutorado, Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior D'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, 189 p., Barelona, pain.

ROONEY, M. J. (2002) **Assessment of the properties of fresh self-compacting concrete with reference to aggregate segregation**. Tese - University of Paisley/USA.

ROSENBERG, A.M. and GAIDIS, J. M. (1989) **A new mineral admixture for high-strength concrete**. *Concrete international*, 11(4), April, 31-6.

SAAK, A. W.; JENNINGS, H. M.; SHAH, S. P. (2001). **New methodology for designing self-compacting concrete**. *ACI Materials Journal*, Vol. 98, No. 6, Nov.-Dec., p. 429-439.

SALOMON, V. G. **Avaliação dos efeitos da presença de metais pesados nos resíduos co-processados quando utilizados como combustíveis alternativos e matéria-prima na indústria cimenteira**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Itajubá - UNIFEI – Itajubá-MG, 2002.

SARI M., LABASTIRE E. PRAT, J.-F., **High strength selfcompacting concrete: original solutions associating organic and inorganic admixtures**, *Cem. Concr. Res.* 29, 6 (1999) 813-818.

SELLERVOLD, E. (1987) **The Fonction of Condensed Silica Fume in High-Strength Concrete**, Symposium on Utilization of HSC, Trondheim, Norway, Jone, ISBN 82-519-0797-7, pp. 39-50.

SELLEVOLD, E. J.; NILSEN, T. **Condensed sílica fume in concrete: a world review**. In: *Supplementary cementing material for concrete*. Ottawa. CANMET, p. 167-243, 1987.

SHINDOH, T.; MATSUOKA, Y. (2003). **Development of combination-type self-compacting concrete and evaluation test methods**. *JoumalofAdvanced Concrete Technology*, Vol. 1. No. 1, pp. 26-36

SILVA, I. J. (2000). **Contribuição ao estudo dos concretos de elevado desempenho: propriedades mecânicas, durabilidade e microestrutura**. Tese de doutorado, Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais – Universidade de São Paulo, São Carlos, 279p, 2000.

SILVEIRA, J. P.; ROCHA, J. C.; CHERIAF, M. (2004). **Desenvolvimento de blocos de concreto com uso das cinzas de termelétricas**. In: I CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA DE CONSTRUÇÃO SUSTENTÁVEL (claCS'04); X ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO (ENTAC'04), Anais..., São Paulo – SP, Brasil, 18-21 de julho de 2004, ISBN: 85-89478-08-4, 11f.

SIMPLICIO, M. A. S. **Propriedades e Características do Concreto de Alto Desempenho**. In: World Tecnet: Tecnologia do Concreto n° 00062, UFPB. Disponível em: <<http://www.cesec.ufpr.br/~wtecnet>> Acesso em: 10 jul. 2015.

SKARENDAHL, Å. e PETERSSON, O. (2001), “**Self-Compacting Concrete**”, State-of-Art report of RILEM Committee 174-SCC, Report 23, RILEM Publications.

SNIC – **Sindicato Nacional da Indústria do cimento**. (2009). Relatório anual 2009. Rio de Janeiro: SNIC, 2009. 47p.

SNIC – **Sindicato Nacional da Indústria do cimento**. (2014). Relatório anual 2013. Rio de Janeiro: SNIC, 2014.

SU, N.; HSU, K.-C.; CHAI, H.-W. (2001). **A simple mix design method for self-compacting concrete**. *Cement na Concrete Research*, Vol 31, p. 1799-1807.

TAKADA, K.; TANDTERMSIRIKUL, S. Testing of fresh concrete. (2000) In: **Self-Compacting Concrete: State-of-the-Art report** of RILEM Technical Committee 174-SCC. Ed.: Skarendahl, Å.; Petersson, Ö., RILEM Publications, S.A.R.L, Cachan, pp. 20-34.

TATTERSALL, G. H. (1976). **The workability of concrete**. A view point publication, PCA, 1976.

TAVARES, Sérgio Fernando. **Metodologia de análise do ciclo de vida energético de edificações residenciais brasileiras**. Santa Catarina, 2006, 225 p. (Tese submetida à obtenção do Título de doutor em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC).

**TECNOSIL** (2015). Sílica Ativa (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.tecnosilbr.com.br/produtos/>>. Acesso em: 21 jun.2015.

TESTING-SCC PROJECT – SELF-COMPACTING CONCRETE. (2005) **Measurement of properties of fresh self-compacting concrete**. Final Report. Project Co-ordinator: ACM Centre, University of Paisley, UK. September.

TIBONI, R. (2007) **A utilização da cinza da casca de arroz de termoeletrica como componente do aglomerante de compósitos à base de cimento Portland**. 2007. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

TUTIKIAN, B. F. (2004) **Método para dosagem de concretos autoadensáveis**. 2004. 149 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul.

TUTIKIAN, B. F.; KUHN, R. O.; BRESCOVIT, S. J.; DAL MOLIN, D. D. D.; CFREMONINI, R. A. (2004). **Comparação da curva de dosagem, resistência à tração, consumo de materiais e custos dos concretos autoadensáveis com metacaulim e fíler calcário**. Volume II – Construções em concreto. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Florianópolis, Brasil, 14-18 de agosto de 2004, Anais..., Editores: Ivo j. Padaratz & Túlio N. Bittencourt, ISBN: 85-98576-02-6, Florianópolis, Trabalho CBC0390, p. II. 431-II. 442.

TUTIKIAN, B. F. DAL MOLIN, D. CREMONINI, R. **Viabilização econômica do concreto autoadensável**. 12º Concurso Falcão Bauer. 2005.

TUTIKIAN, B.F., DAL MOLIN, D. C., **Concreto autoadensável**. São Paulo: Pini, 2008.

TUTIKIAN B. F., ISAIA G. C., HELENE P. **Concretode 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.

TVIKSTA, L.-G. (2000). **Final report of task 8.4: quality control**. SCC.NCC AB, 28 p.

**VDZ** – Verein Deutscher Zementwerke (2008). **Zement-Taschenbuch**. 51. Ed. Düsseldorf, Alemanha: Verlag Bau+ Technik, 2008. 912 p.

**VEDACIT** (2015). Adiment Premium (Ficha técnica do produto). Disponível em: <<http://www.vedacit.com.br/neu/produtos.php?4>>. Acesso em: 21 jun. 2015.

VERNET, C. P. Ultra-Durable Concretes: Structure at the Micro and Nanoscale. **Materials Research Society (MRS) Bulletin**, p. 324-327, May 2004.

**WBCSD**, 2009. **Cement technology Roadmap 2009**. Carbon Emission reductions up to 2050. World Business Council for Sustainable Development. Disponível em [www.wbcd.org](http://www.wbcd.org). Acesso em: 12 mar. 2015.

WORRELL, E.; PRICE, L.; MARTIN, N.; HENDRICKS, C.; MEIDA, L. O. (2001). **Carbon dioxide emissions from the global cement industry**. Annual Review of Energy and the Environment. V. 26 , p. 303-329, 2001

YAMAMOTO, J. K.; KIHARA, Y.; COIMBRA, A. M.; MONTANHEIRO, T. J. (1997). Environmental Impact Reduction on the Production of Blended Portland Cement in Brazil. Environmental Geosciences, v. 4, n. 4, p. 192-206, dez. 1997.

YAMAN I. O., AKTAN H. M., HEARN N., “**Active and nonactive porosity in concrete - Part I: experimental evidence**”, Mater. Structures 35, 2 (2002) 102-109.

ZHU.W.; GIBBS. J. C.: BARTOS, P. J. M. (2001). **Uniformity of in situ properties of self-compacting concrete in full scale structural elements**. **Cement & Concrete Composites**. Vol 23. P. 57-64.

Tabela A.1 – Consumo de materiais, em kg, das dosagens executadas com cimento CPV-ARI

Material	CAUX1	CAUX2	CAUX3	CAUX4	CAUX5	CAUX6	CAUX7	CAUX8	CAUX9	CAUX10
Cimento (kg/m <sup>3</sup> )	278,6	278,6	199,2	368,3	260	278	200	270	270	260
Sílica Ativa (kg/m <sup>3</sup> )	16,9	23,4	49,8	55,29	39	41,7	45	40,5	40,5	39
Areia Fina (kg/m <sup>3</sup> )	470,8	313,9	313,9	815,3	815,3	815,3	815	815,3	815,3	815,13
Areia Finíssima (kg/m <sup>3</sup> )	313,9	196,9	196,9	-	-	-	-	-	-	-
Filer de Calcário (kg/m <sup>3</sup> )	51,6	146	146	146,9	146,9	146,9	146,9	150	150	150
Brita 0 (Basalto) (kg/m <sup>3</sup> )	413	412,33	412,33	876,7	900	1100	1100	1100	1100	1111
Água (kg/m <sup>3</sup> )	157,5	148,3	159,7	214,3	226,39	158,4	142,17	152,44	149,67	151,22
Aditivo (kg/m <sup>3</sup> )	6,04	6,04	4,32	2,76	2,6	4,32	2,5	4,32	4,32	4,32
A/C	0,57	0,53	0,80	0,58	0,87	0,57	0,71	0,56	0,55	0,58
SA/C	0,06	0,08	0,25	0,15	0,15	0,15	0,23	0,15	0,15	0,15
FC/C	0,19	0,52	0,73	0,40	0,57	0,53	0,73	0,56	0,56	0,58
SP/C	2,17	2,17	2,17	0,75	1,00	1,55	1,25	1,60	1,60	1,66
V <sub>pasta</sub>	73,27%	69,93%	68,72%	61,25%	58,36%	53,82%	52,32%	53,70%	53,70%	53,22%

**Tabela A.2 – Composição dos concretos de baixo consumo de cimento (CBC)**

<b>Parâmetro</b>	<b>CAUX1</b>	<b>CAUX2</b>	<b>CAUX3</b>	<b>CAUX4</b>	<b>CAUX5</b>	<b>CAUX6</b>	<b>CAUX7</b>	<b>CAUX8</b>	<b>CAUX9</b>	<b>CAUX10</b>
Relação água/ aglomerantes	0,53	0,49	0,64	0,51	0,76	0,50	0,58	0,49	0,48	0,51
Teor de argamassa seca (%)	73,27%	69,93%	68,72%	61,25%	58,36%	53,82%	52,32%	53,70%	53,70%	53,22%
Consumo de aglomerantes (kg/m <sup>3</sup> )	295,5	302	249	423,59	299	319,7	245	310,5	310,5	299
Consumo de cimento (kg/m <sup>3</sup> )	278,6	278,6	199,2	368,3	260	278	200	270	270	260
Relação água/materiais secos	10,20%	10,82%	12,12%	9,47%	10,48%	6,65%	6,16%	6,42%	6,30%	6,37%
Teor de Superplastificante (%)	2,17	2,17	2,17	0,75	1,00	1,55	1,25	1,60	1,60	1,66

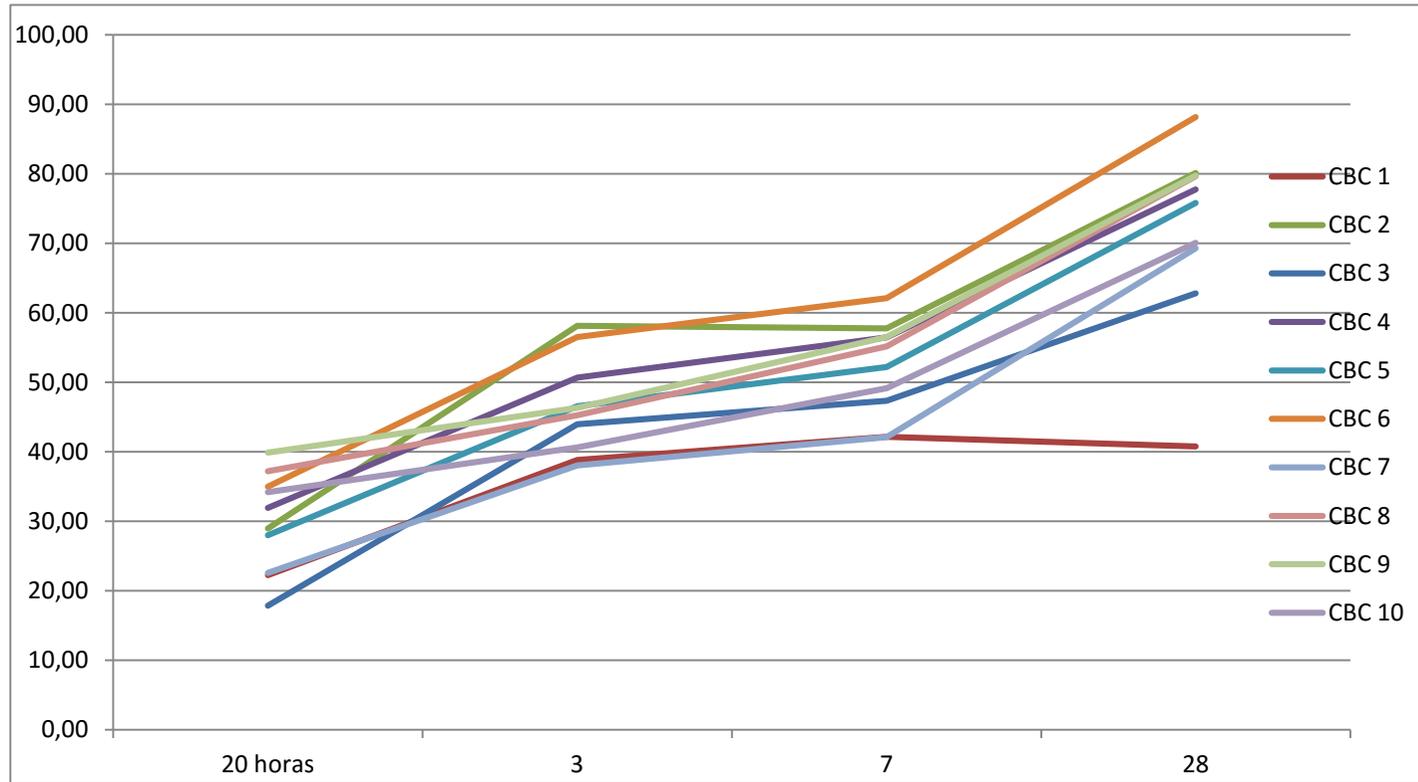
**Tabela A.3 – Caracterização do concreto de baixo consumo de cimento em estado fresco**

Propriedades	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	Limites	Slump-flow (cm)	Análise visual de segregação dos CP's rompidos
CAUX1	1679,1	60 ≤ df ≤ 80	000	Ausente
CAUX2	1505,5		79,0	Ausente
CAUX3	1453,0		62,0	Ausente
CAUX4	2479,6		60,0	Ausente
CAUX5	2267,8		60,0	Ausente
CAUX6	2483,5		68,0	Ausente
CAUX7	2439,9		68,0	Ausente
CAUX8	2488,1		69,0	Ausente
CAUX9	2488,1		70,0	Ausente
CAUX10	2483,5		69,0	Ausente

**Tabela A.4 – Resistência à compressão, em MPa, dos corpos de prova dos concretos de baixo consumo de cimento**

Idade	CP	DOSAGENS									
		CAUX1	CAUX2	CAUX3	CAUX4	CAUX5	CAUX6	CAUX7	CAUX8	CAUX9	CAUX10
20 horas	1	22,30	29,85	17,85	32,27	27,90	34,90	22,02	38,42	39,26	35,20
	2	22,19	28,09	17,87	31,57	28,09	35,07	23,08	35,98	40,48	33,20
3 dias	3	37,74	58,47	43,77	52,30	46,63	55,98	37,93	44,64	46,10	40,46
	4	39,88	57,75	44,17	49,10	46,47	57,03	38,16	45,88	46,53	40,78
7 dias	5	42,25	60,91	46,91	55,03	50,89	61,70	42,30	55,01	57,20	49,45
	6	42,02	54,57	47,76	57,90	53,48	62,54	41,91	55,32	55,82	48,88
28 dias	7	40,51	80,14	62,76	77,7	75,67	88,15	69,04	75,93	77,97	70,06
	8	41,01	80,15	62,89	77,80	75,94	88,17	69,59	83,44	81,53	70,06

Figura A.1 – Variações das resistências médias em função da idade – CAUX1 a CAUX10



**Tabela A.5 – Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO<sub>2</sub> para as dez dosagens analisadas (kg/m<sup>3</sup>)**

Consumo	DOSAGENS									
	CAUX1	CAUX2	CAUX3	CAUX4	CAUX5	CAUX6	CAUX7	CAUX8	CAUX9	CAUX10
<b>Cimento</b>	278,6	278,6	199,2	368,3	260	278	200	270	270	260
<b>Cimentícios</b>	295,5	302	249	423,59	299	319,7	245	310,5	310,5	299
<b>Clínquer</b>	264,67	264,67	189,24	349,89	247,00	264,10	190,00	256,50	256,50	247,00
<b>CO<sub>2</sub></b>	222,32	222,32	158,96	293,90	207,48	221,84	159,60	215,46	215,46	207,48

**Tabela A.6 – Consumos de cimento, material cimentício, clínquer e emissão de CO<sub>2</sub> para as dez dosagens analisadas relativos à resistência à compressão aos 28 dias (kg/m<sup>3</sup>)**

Consumo	DOSAGENS									
	CAUX1	CAUX2	CAUX3	CAUX4	CAUX5	CAUX6	CAUX7	CAUX8	CAUX9	CAUX10
Cimento	6,84	3,48	3,17	4,74	3,43	3,15	2,89	3,39	3,39	3,71
Cimentícios	7,25	3,77	3,96	5,45	3,94	3,63	3,53	3,90	3,89	4,27
Clínquer	6,17	3,14	2,86	4,28	3,10	2,85	2,60	3,06	3,06	3,35
CO <sub>2</sub>	5,45	2,77	2,53	3,78	2,74	2,52	2,30	2,70	2,70	2,96

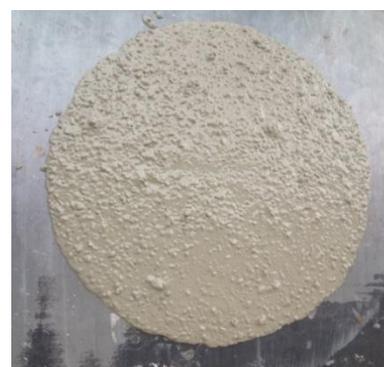
**Figura A.2 – Ensaio de caracterização do concreto fresco (Slump-flow) – Da esquerda para direita CAUX1 a CAUX10**



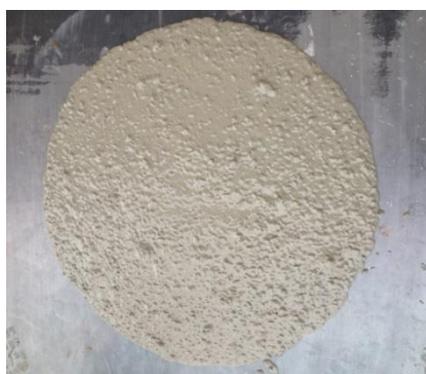
(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)