



**Universidade Federal do Pampa**

**CENTRO DE TECNOLOGIA DE ALEGRETE – CTA  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ALLAN VARGAS BENVEGNÚ**

**ANÁLISE DA VIABILIDADE MECÂNICA DO USO DE AREIA DE FUNDIÇÃO EM  
MICRO CONCRETO**

**Alegrete  
2015**

**ALLAN VARGAS BENVEGNÚ**

**ANÁLISE DA VIABILIDADE MECÂNICA DO USO DE AREIA DE FUNDIÇÃO EM  
MICRO CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa, como requisito parcial para obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Telmo Egmar Camilo Deifeld

**Alegrete  
2015**

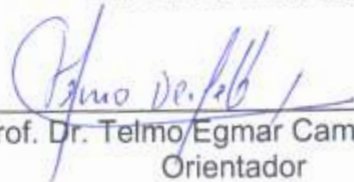
**ALLAN VARGAS BENVEGNÚ**

**ANÁLISE DA VIABILIDADE MECÂNICA DO USO DE AREIA DE FUNDIÇÃO EM  
MICRO CONCRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
da Universidade Federal do Pampa, como  
requisito parcial para obtenção do Título  
de Bacharel em Engenharia Civil.

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 04 de Dezembro de  
2015.

Banca examinadora:



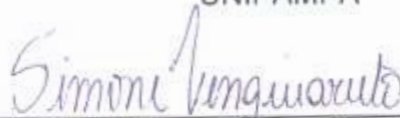
---

Prof. Dr. Telmo Egmar Camilo Deifeld  
Orientador  
UNIPAMPA




---

Prof. Dr. Ederli Marangon  
Coorientador  
UNIPAMPA



---

Prof. Me. Simone Dornelles Venquiaruto  
UNIPAMPA



---

Prof. Me. Alexandre Hoffmann  
UNIPAMPA

“Que os vossos esforços desafiem as impossibilidades, lembrai-vos de que as grandes coisas do homem foram conquistadas do que parecia impossível”

Charles Chaplin

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1 – Esquema racional de polimerização da resina fenólica .....   | 21 |
| Figura 2 – Fenóis mais utilizados na formação da resina fenólica.....   | 22 |
| Figura 3 – Ensaio de tração direta .....  | 25 |
| Figura 4 – Ensaio de tração direta .....  | 30 |
| Figura 5 – Estrutura química dos polímeros: naftaleno (N), melamina (M) e poliacrilato (PA).....                                      | 41 |
| Figura 6 – Esquema dos corpos-de-prova prismáticos para ensaio de flexão (dimensões em milímetros).....                               | 81 |
| Figura 7 – Esquema das fôrmas metálicas (dimensões em milímetros).....  | 82 |
| Figura 8 – Posicionamento dos corpos-de-prova no dispositivo de carga para ensaio de flexão a 3 pontos (dimensões em milímetros)..... | 85 |
| Figura 9 – Esquema do dispositivo de carga para ensaio de compressão axial (dimensões em milímetros).....                             | 88 |

## LISTA DE FOTOGRAFIAS

|  |    |
|--|----|
| Fotografia 1 – Areia de quartzo (Areia Quartzosa Industrial AG – 50/60).....   | 52 |
| Fotografia 2 – Areia de fundição (Areia Shell Molding J-90-E) .....  | 54 |
| Fotografia 3 – Pó de quartzo (Sílica Moída #325).....  | 55 |
| Fotografia 4 – Cimento CPV ARI (Cauê CPV ARI Estrutura) .....  | 57 |
| Fotografia 5 – Aditivo superplastificante (ADVA CAST 585).....   | 60 |
| Fotografia 6 – Fibras de aço .....   | 60 |
| Fotografia 7 – Aditivo acelerador de pega (DaraSet 100).....   | 62 |
| Fotografia 8 – Concreto com areia de fundição (a/c=0,20; superplast.=3%; a/c real=0,22) .....                              | 63 |
| Fotografia 9 – Espalhamento do concreto referência (a/c=0,20; superplast.=3%; a/c real=0,22) .....                         | 64 |
| Fotografia 10 – Espalhamento do concreto com areia de fundição (a/c=0,20; superplast.=21%; a/c real=0,33) .....            | 65 |
| Fotografia 11 – Pré cura térmica.....  | 66 |
| Fotografia 12 – Amostras quebradas no interior do forno.....   | 68 |
| Fotografia 13 – Fissuras provocadas nas amostras devido ao fluxo de vapor .....  | 68 |
| Fotografia 14 – Amostras desintegradas no banho Maria .....  | 70 |
| Fotografia 15 – Materiais separados para as moldagens .....  | 73 |
| Fotografia 16 – Bisnaga para moldagem .....  | 73 |
| Fotografia 17 – Momentos do processo de mistura .....  | 74 |
| Fotografia 18 – Temperatura do concreto referência ao fim da mistura .....   | 75 |
| Fotografia 19 – Temperatura do concreto com areia de fundição ao fim da mistura .....                                      | 75 |
| Fotografia 20 – aparência dos corpos-de-prova antes e depois de serem submetidos ao processo de consolidação da areia..... | 77 |
| Fotografia 21 – Forno Mufla e arranjo dos corpos-de-prova no seu interior .....  | 78 |
| Fotografia 22 – Corpos-de-prova prismáticos 40x40x160mm para ensaio de flexão .....  | 82 |
| Fotografia 23 – Fôrmas metálicas.....  | 83 |
| Fotografia 24 – Máquina universal EMIC DL20000 .....   | 84 |
| Fotografia 25 – Dispositivo de carga para ensaio de flexão a 3 pontos.....   | 85 |
| Fotografia 26 – Corpos-de-prova ensaiados à compressão axial.....  | 87 |
| Fotografia 27 – Dispositivo de carga para ensaio de compressão axial .....   | 88 |

## LISTA DE GRÁFICOS

|   |     |
|---|-----|
| Gráfico 1 – Resultado do teste de flexão de três pontos (tensão x deformação) ...   | 14  |
| Gráfico 2 – Difusividade térmica em função da temperatura .....   | 19  |
| Gráfico 3 – Curva média dos valores de tensão x deformação para cada série.....   | 26  |
| Gráfico 4 – Influência da resistência da matriz nos parâmetros de tração .....  | 27  |
| Gráfico 5 – Influência da resistência da matriz na capacidade de carregamento...  | 28  |
| Gráfico 6 – Exemplo de relação tensão x deformação de um concreto reforçado com fibras de aço do tipo gancho .....                  | 31  |
| Gráfico 7 – Modelo típico de gráfico de tensão x deformação proposto para concretos reforçados com fibras do tipo gancho.....       | 31  |
| Gráfico 8 – Resistência à tração por compressão diametral x orientação das fibras .....   | 33  |
| Gráfico 9 – Relação entre o coeficiente de variação da orientação das fibras e o fator médio de orientação das fibras .....         | 34  |
| Gráfico 10 – Perda de abatimento a 20°C em misturas sem e com superplastificante, para o mesmo abatimento inicial.....              | 44  |
| Gráfico 11 – Perda de abatimento de concretos com superplastificantes à base de naftaleno (N), melamina (M) e aril alquila (A)..... | 45  |
| Gráfico 12 – Efeito do método de adição do superplastificante à base de naftaleno no abatimento inicial do concreto.....            | 47  |
| Gráfico 13 – Gráfico de temperatura x tempo .....   | 77  |
| Gráfico 14 – Evolução da resistência média à compressão com o tempo.....  | 91  |
| Gráfico 15 – Relação tensão x deslocamento para o concreto referência.....  | 92  |
| Gráfico 16 – Relação tensão x deslocamento para o concreto com areia de fundição .....  | 93  |
| Gráfico 17 – Relação tensão x deslocamento para o concreto com areia de fundição (em escala aumentada).....                         | 94  |
| Gráfico 18 – Evolução da resistência média à tração na flexão com o tempo.....  | 97  |
| Gráfico 19 – Relação força x deslocamento para o concreto referência .....  | 98  |
| Gráfico 20 – Relação força x deslocamento para o concreto com areia de fundição .....   | 99  |
| Gráfico 21 – Relação força x deslocamento para o concreto com areia de fundição (em escala aumentada).....                          | 100 |

## LISTA DE TABELAS

|  |     |
|--|-----|
| Tabela 1 – Composição da mistura das matrizes por relação de massa e suas respectivas resistências à compressão.....   | 24  |
| Tabela 2 – Propriedades das fibras de aço com ancoragem do tipo gancho e espiral .....   | 24  |
| Tabela 3 – Propriedades das fibras de aço com ancoragem do tipo gancho utilizadas na pesquisa .....  | 29  |
| Tabela 4 – Propriedades da mistura dos concretos por relação de massa e suas respectivas resistências à compressão.....  | 30  |
| Tabela 5 – valores de resistência à primeira fissuração e resistência pós-fissuração para ensaios de tração nos concretos reforçados com fibra de aço do tipo gancho ..... | 32  |
| Tabela 6 – Tipos de cimento Portland brasileiros e suas respectivas normas regentes .....  | 39  |
| Tabela 7 – Dosagem proposta por Vanderlei (2004) .....   | 51  |
| Tabela 8 – Análise granulométrica da areia quartzosa .....   | 53  |
| Tabela 9 – Análise química da areia quartzosa .....  | 53  |
| Tabela 10 – Análise granulométrica da areia de fundição .....  | 54  |
| Tabela 11 – Análise granulométrica do pó de quartzo .....  | 55  |
| Tabela 12 – Análise química do pó de quartzo .....   | 56  |
| Tabela 13 – Análise química do cimento .....   | 57  |
| Tabela 14 – Análise granulométrica do cimento .....  | 58  |
| Tabela 15 – Propriedades do cimento .....  | 58  |
| Tabela 16 – Composição do cimento.....   | 59  |
| Tabela 17 – Características das fibras de aço.....   | 61  |
| Tabela 18 – Dosagem adotada para o concreto referência .....   | 79  |
| Tabela 19 – Dosagem adotada para o concreto com areia de fundição.....   | 79  |
| Tabela 20 – Resistência à compressão dos corpos-de-prova .....   | 90  |
| Tabela 21 – Resultados da análise tensão x deslocamento .....  | 95  |
| Tabela 22 – Resistência à tração na flexão dos corpos-de-prova .....   | 96  |
| Tabela 23 – Resultados da análise força x deslocamento.....  | 101 |



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

HPFRCC - Compósito de cimento de alta performance reforçado com fibra

Fck – Resistência característica do concreto à compressão

MPa – Mega Pascal (unidade de medida de pressão)

Lf – Comprimento da fibra

$\eta\theta$  – Orientação das fibras

ABIFA – Associação Brasileira de Fundição

a/c – Água/cimento

C-S-H – Silicatos de cálcio hidratados

Vf – Volume de fibras

$\text{OH}^-$  – Íon hidroxila ou oxidrila (ânion)

$\text{Ca}^{2+}$  – Íon de cálcio (cátion)

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

MEC – Modelo de empacotamento compressível de partículas granulares

d – diâmetro

CP – Corpo-de-prova

rpm – Rotações por minuto

ME – Média estimada

Vf – Volume de fibras

h – Hora

min - minuto

LMCC – UNIPAMPA - Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal do Pampa

## SUMÁRIO

|          |   |           |
|----------|---|-----------|
| <b>1</b> | <b>INTRODUÇÃO</b> .....                     | <b>10</b> |
| 1.1      | OBJETIVOS.....                              | 12        |
| 1.1.1    | <i>Objetivo Geral</i> .....                 | 12        |
| 1.1.2    | <i>Objetivos Específicos</i> .....          | 12        |
| 1.2      | JUSTIFICATIVA .....                         | 12        |
| <b>2</b> | <b>REVISÃO DE LITERATURA</b> .....          | <b>13</b> |
| 2.1      | CONCRETO COM ALTA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO..... | 13        |
| 2.2      | AREIA DE FUNDIÇÃO.....                      | 15        |
| 2.2.1    | <i>Resina Fenólica</i> .....                | 20        |
| 2.3      | FIBRAS DE AÇO.....                          | 23        |
| 2.4      | CIMENTO.....                                | 35        |
| 2.5      | ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE.....             | 40        |
| 2.6      | PÓ DE QUARTZO E AREIA DE QUARTZO .....      | 48        |
| 2.7      | CONCRETO DE PÓS REATIVOS.....               | 48        |
| 2.7.1    | <i>Método do empacotamento</i> .....        | 49        |
| <b>3</b> | <b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....            | <b>49</b> |
| 3.1      | TRAÇO PESQUISADO.....                       | 49        |
| 3.2      | MATERIAIS UTILIZADOS.....                   | 52        |
| 3.2.1    | <i>Areia</i> .....                          | 52        |
| 3.2.2    | <i>Pó de Quartzo</i> .....                  | 54        |
| 3.2.3    | <i>Cimento</i> .....                        | 56        |
| 3.2.4    | <i>Aditivo Superplastificante</i> .....     | 59        |
| 3.2.5    | <i>Fibras de Aço</i> .....                  | 60        |
| 3.2.6    | <i>Acelerador de Pega</i> .....             | 61        |
| 3.3      | PRÉ ANÁLISE.....                            | 62        |

|          |   |            |
|----------|---|------------|
| 3.3.1    | <i>Relação Água/Cimento e Teor de Superplastificante</i>          | 62         |
| 3.3.2    | <i>Pré Cura Térmica</i>   | 65         |
| 3.3.3    | <i>Cura Térmica</i>   | 69         |
| 3.3.4    | <i>Temperatura da Água de Amassamento</i>                         | 71         |
| 3.3.5    | <i>Teor de Fibras de Aço</i>                                      | 72         |
| 3.3.6    | <i>Mistura e Moldagem</i>   | 72         |
| 3.3.7    | <i>Adensamento</i>  | 76         |
| 3.3.8    | <i>Tempo e temperatura para consolidação da areia de fundição</i> | 76         |
| 3.4      | TRAÇO ADOTADO   | 79         |
| 3.5      | ANÁLISE EXPERIMENTAL  | 79         |
| 3.5.1    | <i>Ensaio de Flexão a 3 Pontos</i>                                | 81         |
| 3.5.2    | <i>Ensaio de Compressão Axial</i>                                 | 86         |
| <b>4</b> | <b>ANÁLISE DOS RESULTADOS</b>                                     | <b>89</b>  |
| 4.1      | RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO  | 89         |
| 4.1.1    | <i>Evolução da resistência à compressão com a idade</i>           | 90         |
| 4.1.2    | <i>Análise da relação tensão x deslocamento axial</i>             | 91         |
| 4.2      | RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO                                    | 95         |
| 4.2.1    | <i>Evolução da resistência à tração na flexão com a idade</i>     | 95         |
| 4.2.2    | <i>Análise do relação força x deslocamento transversal</i>        | 97         |
| 4.3      | COMENTÁRIOS   | 101        |
| <b>5</b> | <b>CONCLUSÃO</b>  | <b>104</b> |
| <b>6</b> | <b>SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS</b>                             | <b>105</b> |
|          | REFERÊNCIAS   | 106        |

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material extraordinário, utilizado na construção civil desde a época dos romanos (BASTOS, 2006), estudado e desenvolvido da mesma forma desde o século XIX (CARVALHO, 2008). O advento do seu uso viabilizou construções mais suntuosas e complexas. Antigamente, foram os romanos os que mais se sobressaíram no uso dos concretos e argamassas, possibilitando-os criar espaços maiores e em formatos diferentes. Eles foram capazes de criar obras magníficas, como o Panteão e o Coliseu (BASTOS, 2006). Graças ao concreto, chegou-se ao desenvolvimento na construção civil que se vê hoje. Mas como quase tudo no mundo, o concreto também não é perfeito.

Estudos ao longo dos anos mostram certas deficiências em seus índices físicos, e a mais grave delas talvez seja a sua resistência à tração. O concreto apresenta comportamento de ruptura frágil e pequena capacidade de deformação (pequena zona elástica) se comparado a outros materiais estruturais, como o aço, por exemplo (MEHTA e MONTEIRO, 1994). Além disso, pesquisadores provaram que a resistência à tração do concreto convencional varia de 8% a 15% de sua resistência à compressão (BASTOS, 2011) e por esse motivo ela é desprezada nos cálculos estruturais (SILVA, T., 2012).

Há mais de um século, até os dias atuais, faz-se o reforço do concreto por meio de barras de aço, as quais são responsáveis por conferir ao conjunto concreto + barras de aço, conhecido como concreto armado, a característica de resistência à tração que lhe falta. No entanto, se comparado à alguns processos industrializados ou mesmo à processos empregados em construções em aço, o processo de armação do concreto é oneroso e demorado (MORTARI, 2014).

Métodos construtivos industrializados vem, cada vez mais, substituindo o método de construção convencional em concreto armado, justamente pela lentidão construtiva e elevados custos das construções. Alguns métodos industrializados, como estruturas metálicas por exemplo, podem reduzir os prazos de entrega em até 35% em edifícios comerciais e 25% em edificações habitacionais (FREIRE, 2010). Por este motivo, mesmo quando o método industrializado é mais caro do que o método convencional em concreto armado, ele é, muitas vezes, preferido frente ao convencional, por ser mais rápido (MARIANE, 2014), evitando incertezas quando ao prazo de entrega e, conseqüentemente, possíveis indenizações (MORTARI, 2014).

As construções industrializadas, como as em *steel frame* ou *wood frame*, por exemplo, ou as construções em alvenaria estrutural, contudo, tem também suas desvantagens, na maioria dos casos elas não permitem, ou limitam, modificações espaciais da edificação, fazendo com que o cliente muitas vezes se sinta insatisfeito futuramente por não poder alterar e adaptar sua edificação à suas novas necessidades. Além disso, boa parte das edificações feitas através de métodos construtivos industrializados não passam segurança ao cliente, pelo fato de, algumas vezes, a construção não possuir vigas e colunas aparentes, por fazer uso de materiais que, do ponto de vista do leigo, são frágeis, ou mesmo por não possuir o mesmo conforto acústico que a construção convencional em concreto armado.

Portanto, pode-se dizer que tudo que as estruturas em concreto armado precisam para tornarem-se a melhor solução estrutural em quase 100% dos casos é serem mais baratas e rápidas que os métodos construtivos industrializados, e ao mesmo tempo continuarem entregando a mesma praticidade e segurança que têm atualmente. Para isso, seria necessário um concreto para emprego estrutural que não precisasse ser reforçado com barras de aço, já que elas estão entre os principais responsáveis pelos problemas tempo e custo em uma obra em concreto armado.

Mas e se existisse um concreto que é capaz de resistir aos esforços de tração na flexão, aos quais é submetido, por si só? Um compósito homogêneo, composto por materiais que, na correta proporção, conferissem-no tanta resistência à tração na flexão quanto um concreto armado com barras de aço.

Na tentativa de se conseguir um material como este, será analisada a viabilidade do uso de areia de fundição como agregado em micro concreto para se obter ganho de resistência à tração na flexão, uma vez que a areia de fundição possui, em sua composição, uma resina fenólica que ao ser aquecida, a uma determinada temperatura, consolida-se com a areia, conferindo-a resistência à tração.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo Geral**

Avaliar a viabilidade mecânica do uso de areia de fundição em substituição à areia comum em micro concreto de alta performance.

### **1.1.2 Objetivos Específicos**

- a) avaliar a resistência à flexão dos compósitos cimentícios nas idades de controle de 7, 14 e 28 dias;
- b) avaliar a resistência à compressão dos compósitos cimentícios nas idades de controle de 7, 14 e 28 dias;

## **1.2 Justificativa**

O fato do concreto ter baixa resistência à tração, a ponto de ser ignorada nos cálculos estruturais, dificulta muito o trabalho dos engenheiros e construtores, os quais precisam lançar mão de soluções construtivas alternativas para contornar esse fato. A alternativa mais conhecida e comum utilizada por engenheiros e construtores afim de contornar à baixa resistência à tração do concreto é o uso de barras de aço como reforço no compósito. Matematicamente e fisicamente falando, são elas as únicas responsáveis por resistir a todos os esforços de tração que o concreto for submetido, e, portanto, são elas consideradas nos cálculos estruturais. O volume de concreto localizado na região tracionada da peça fletida é desprezado no cálculo.

No entanto, o reforço do concreto com barras de aço representa uma grande fatia dos custos e do tempo de uma obra (MORTARI, 2014), além de mobilizar mão de obra específica para isso. Em uma obra é necessário ter uma pessoa encarregada de dobrar as armaduras e as amarrar de tal forma que seja criada a estrutura necessária, a qual, mais tarde, será envolta por concreto e formará a estrutura de concreto armado. Este é um processo muitas vezes demorado e trabalhoso e seu sucesso, por vezes, depende de fatores subjetivos, os quais são difíceis de serem controlados.

A redução dos custos com aço, da possibilidade de erros construtivos e estruturais, de tempo até se obter a estrutura desejada, além de possíveis custos com encargos trabalhistas, aparecem como vantagens expressivas do concreto proposto neste trabalho.

Analisando por este prisma, as vantagens de se ter um concreto com resistência a tração tal que o volume de concreto que já faz parte da estrutura pudesse ser considerado nos cálculos estruturais, permitindo assim, que o uso de barras de aço como reforço à tração no compósito pudesse ser reduzido ou até mesmo descartado, mostram-se bastante expressivas.

## **2 REVISÃO DE LITERATURA**

### **2.1 Concreto com alta resistência à tração**

Concretos com elevada resistência à tração sem a necessidade do reforço por barras de aço é o sonho da maioria dos engenheiros estruturais. Criar a possibilidade de alocar todas ou mesmo parte das solicitações advindas dos esforços de tração de uma estrutura diretamente no concreto seria um grande feito e um enorme passo no campo da engenharia civil no que tange os cálculos estruturais.

No entanto, ao se elaborar esta revisão bibliográfica, percebe-se uma enorme deficiência de reais novas pesquisas na área de melhoramento da resistência à tração do concreto. Quanto mais larga e profundamente a revisão é feita, mais percebe-se que pesquisadores tem aceitado, ao longo do tempo, que o concreto é um material com péssimas características de resistência à tração e que pouco pode ser feito a respeito.

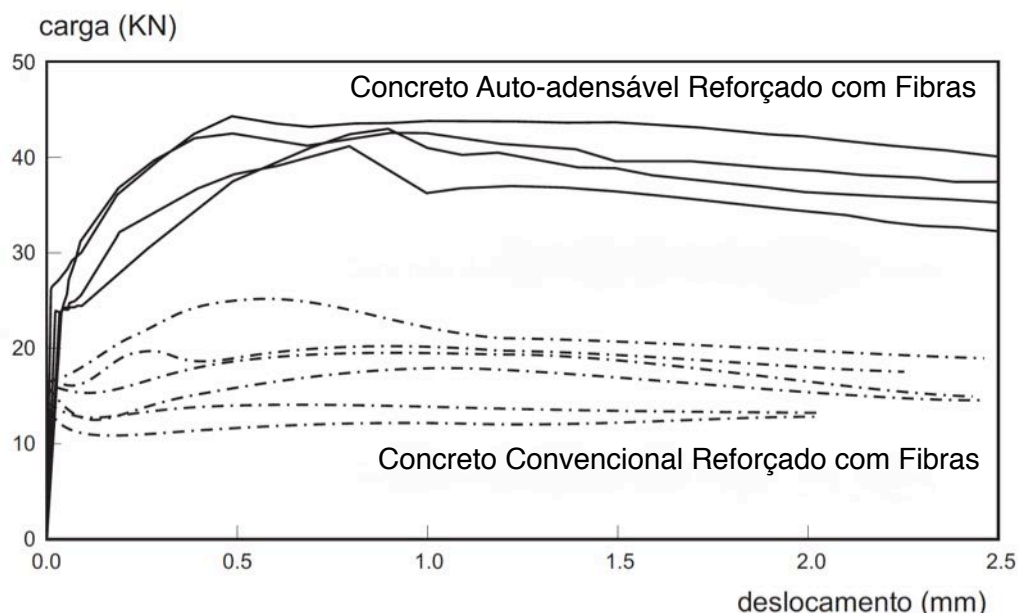
Basicamente, na atualidade, concretos com melhores características de resistência à tração resumem-se a concretos reforçados com fibras, dos quais, o que, em geral, apresenta melhor desempenho quando submetido à esforços de tração é o concreto reforçado com fibras de aço.

Hoje temos os concretos chamados “High Performance Fiber Reinforced Cement Composite (HPFRCC)”, que em uma tradução livre quer dizer: compósito de cimento de alta performance reforçado com fibra. Segundo Kim et al. (2012), dentre esses concretos, o que tem apresentado melhores resultados, quanto a resistência à

tração, é o HPFRCC reforçado com fibras de aço com ancoragem do tipo espiral. Isso se dá pelo mecanismo de arrancamento único desse tipo de fibra.

Além disso, Grünewald et al. (2012) acrescenta que concretos auto adensáveis reforçados com fibras de aço podem apresentar melhores resultados quanto a resistência à tração quando comparados a concretos convencionais reforçados com fibras de aço. A composição da mistura e o método de produção afetam o desempenho estrutural do compósito. O gráfico 1 apresenta os resultados do teste de flexão de três pontos de um concreto reforçado com fibras de aço e um concreto auto adensável reforçado com fibras de aço quanto a força x deslocamento.

Gráfico 1 – Resultado do teste de flexão de três pontos (tensão x deformação)



Fonte: Adaptado de Grünewald et al. (2012, p.52)

O mesmo tipo e volume de fibras (Dramix 80/60 BP;  $V_f = 60 \text{ kg/m}^3$ ) foram utilizadas em ambas as misturas. A classe de resistência da fibra utilizada é C55/67. Fica claro que o concreto auto adensável reforçado com fibras de aço apresenta uma maior resistência à primeira fratura e pós-fratura frente ao concreto reforçado com fibras de aço. Ainda segundo Grünewald et al. (2012), quanto a resistência à compressão e à tração por compressão diametral, os resultados obtidos foram, respectivamente, 81,1 MPa e 4,6 MPa para o concreto reforçado com fibras e 75,1 MPa e 8,6 MPa para o concreto auto adensável reforçado com fibras. Além disso, as fibras aumentaram a resistência a tração por compressão diametral do concreto auto



adensável reforçado com fibras de aço quando comparado a um concreto auto densável sem reforço de fibras (utilizado como referência) ( $f_{ctm,spl} = 5,3$  MPa).

Analisando isso tudo, o uso de fibras de aço nos concretos auto densáveis estudados nesta pesquisa se mostra uma boa alternativa para se alcançar os objetivos almejados, mesmo que a fibra a ser utilizada não seja com ancoragem do tipo espiral.

## **2.2 Areia de fundição**

Apesar do setor de fundição consumir sucatas como matéria prima, ele gera um volume muito alto de resíduos sólidos, entre eles estão a areia de moldagem e diversas poeiras. O processo de obtenção de peças fundidas faz uso de uma quantidade muito grande de areia para a confecção dos moldes e machos. O índice de consumo de areia varia de 800 a 1000 kg para cada peça de 1000 kg, dependendo do tipo de peça. A areia é comumente extraída de rios ou jazidas de cava e é considerada um bem não renovável. O beneficiamento da areia geralmente causa impactos ambientais. De um modo geral, a areia de fundição pode ser de dois tipos: areia verde, a qual trata-se de uma areia misturada com bentonita e outros aditivos e é utilizada na produção de peças de menor massa e dimensões; e areia com resina e catalisadores, a qual nada mais é do que a areia misturada com resina fenólica e catalisadores. Este tipo de areia confere maior resistência e melhor acabamento às peças, portanto, ela é utilizada para fabricação de peças maiores (ABIFA,1999; DANTAS, 2003; MARIOTTO, 2000). O uso da resina na areia dificulta sua recuperação e reutilização por parte do setor de fundição, o que origina um descarte muito grande em aterros industriais, gerando assim, um problema ambiental (DANTAS, 2003).

Pelo fato da areia residual advinda do processo de fundição, ou seja, aquela já utilizada na fabricação de um molde, representar um risco ao meio ambiente, muitos pesquisadores tem tentado dar uma destinação ecologicamente correta a esta areia, buscando assim, soluções adequadas, com o intuito de atender as questões técnicas, econômicas, sociais e ambientais (SCHEUNEMANN, 2005)

Por este motivo, não se encontra muito na literatura sobre o uso de areia de fundição “virgem”, ou seja, aquela que ainda não foi utilizada em nenhum processo industrial, como o de fabricação de moldes, por exemplo, em concretos ou

argamassas. No que tange o seu uso em compósitos de cimento, o que de mais abundante foi encontrado durante a revisão bibliográfica foi o uso de areia residual em concretos e argamassa, como uma forma de reaproveitamento e destinação ecologicamente correta desse resíduo (ARMANGE et al., 2005). Outros trabalhos sobre areia de fundição, os quais, porém, não tem uma ligação tão direta com os compósitos de cimento quanto os trabalhos que tratam da reutilização da areia residual em concretos e argamassas, tratam da regeneração da areia de fundição através de tratamentos químicos, como o processo Fenton, por exemplo. No entanto, futuramente, o uso dessa areia de fundição regenerada por processos químicos em concretos e argamassas pode ser explorado, semelhante ao que é proposto nesse trabalho, utilizando areia de fundição “virgem”.

Baseado nisso, podemos dizer que o concreto desenvolvido neste trabalho é, de certa forma, um concreto ecologicamente correto, pois uma vez que esta areia é utilizada no concreto, ela não será descartada em nenhum aterro industrial após seu uso, tampouco o concreto propriamente dito representará uma ameaça ao meio ambiente. A vida útil e o tempo de uso de uma estrutura feita em concreto com areia de fundição é infinitamente maior do que a vida útil e o tempo de uso de um molde feito com areia de fundição.

Ainda baseado no que Dantas (2003) disse, utilizaremos a areia de fundição obtida pela mistura de areia com resina fenólica e catalisadores, uma vez que esse tipo de areia tem melhores propriedades mecânicas do que a areia verde; portanto, acredita-se que esse tipo de areia trará maiores benefícios quanto os índices físicos do concreto desenvolvido neste trabalho.

O principal componente da areia de fundição é o agregado fino, mineralogicamente puro, denominado “areia-base” (ABIFA, 1999; MARINO, 2003), com granulometria que varia de 0,05mm à 2mm de diâmetro. Os tipos de areia mais utilizados na indústria de fundição são as areias de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) de olivina ( $(\text{MgFe})_2\text{SiO}_4$ ), de zircônia ( $\text{ZrSiO}_4$ ) e de cromita ( $\text{FeCr}_2\text{O}_5$  ou  $\text{FeCr}_2\text{O}_4$ ) (FERNANDES, 2001; MARIANO, 2003; RAMPAZZO et al., 1989; WEDDINGTON e MOBLEY, 1991).

Algumas condições básicas para que estas areias de fundição tenham um desempenho aceitável são:

- Possuir estabilidade térmica e dimensional a elevadas temperaturas;
- Possuir formato e tamanho adequados de partículas;
- Ser quimicamente inerte a metais fundidos;
- Não ser molhada por metais fundidos facilmente;
- Não possuir elementos voláteis os quais produzam gás no aquecimento;
- Estar disponível a preços razoáveis e em grandes quantidades;
- Possuir PH e pureza de acordo com os requisitos dos sistemas ligantes;
- Ser compatível com os novos e atuais ligantes químicos à medida que são desenvolvidos (GARNAR, 1977; LE SERVE; WARD, 1976).

A areia de sílica tem sido a mais usualmente utilizada como areia de fundição ao longo do tempo, pois o trata-se da mais abundante e mais facilmente extraída dos minerais, dado que o silício é o elemento mais abundante na crosta terrestre (IYER; WEAVER, 1992; GARNAR, 1977; MARIOTTO, 1978). As areias de fundição classificam-se, baseado nos critérios de constituição, quanto ao/à: emprego na caixa de fundição; estado de umidade; origem; qualidade do metal e uso (LORÈ, 1978):

a) Quanto ao emprego na caixa de fundição

- *Areia de faceamento* – parte da areia que faceia o modelo e entra em contato com o metal de vazamento;
- *Areia de enchimento* – parte da areia que constitui o restante da caixa de moldagem;
- *Areia de macho* – aquela destinada ao preparo dos machos, conformadores das cavidades internas das peças.

b) Quanto ao estado de umidade da areia

- *Areia úmida ou verde* – mantém no momento do vazamento aproximadamente a mesma umidade do preparo;
- *Areia estufada* – preparada com composição adequada para macho e moldes e que sofrem cozimento em estufa antes do vazamento.

c) Quanto à origem

- *Areias Naturais* – originadas de arenitos de cimento argiloso ou de alteração de rochas feldspáticas (saibros), que são usados diretamente na moldagem, sofrendo apenas uma correção na umidade;
- *Areias Semissintéticas* – resultantes das modificações introduzidas nas areias naturais, por meio de adição de substâncias que visam corrigi-las, melhorando suas qualidades;
- *Areias Sintéticas* – obtidas pela mistura correta da areia-base e aglomerantes em proporção adequada e umidade determinada.

d) Quanto à qualidade do metal

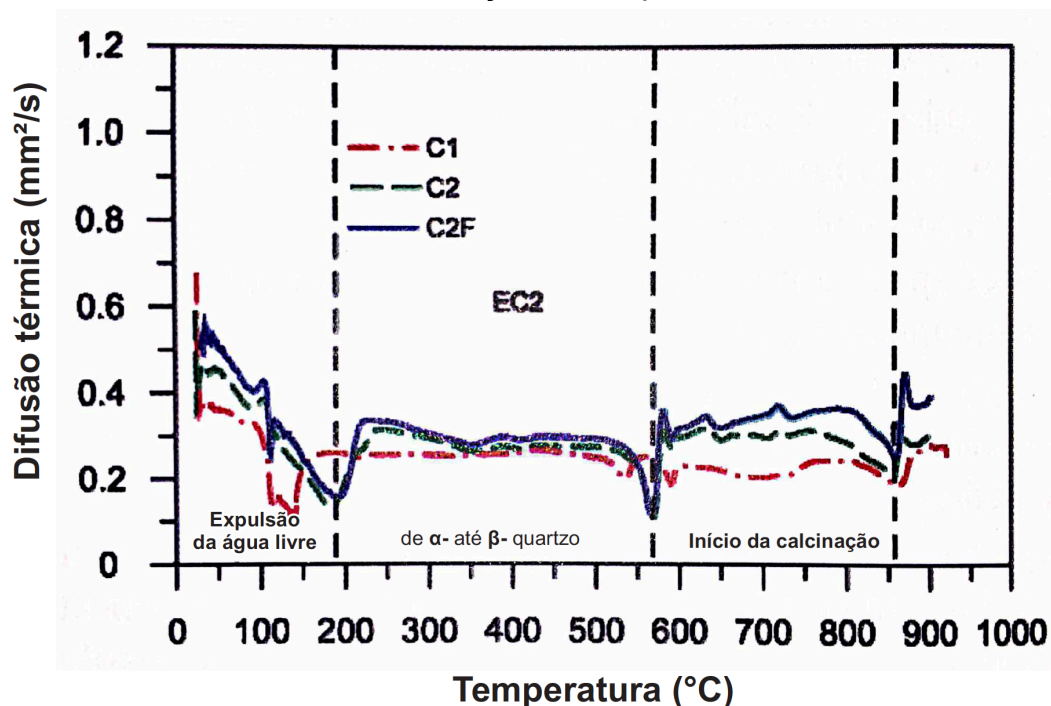
- Areias para metais ferrosos (ferro fundido cinzento, maleável e aço);
- Areia para metais não ferrosos (bronze e latão, cobre e níquel, alumínio e magnésio).

e) Quanto ao uso

- *Areia nova* – utilizada pela primeira vez na fundição;
- *Areia usada* – recuperada de fundições anteriores.

Bamonte, Gambarova e Nafarih (2012) analisaram o comportamento quente e residual do concreto projetado estrutural reforçado com fibras de aço exposto a elevadas temperaturas e chegaram a algumas conclusões, das quais algumas estão resumidas no gráfico a seguir.

Gráfico 2 – Difusividade térmica em função da temperatura



Fonte: Adaptado de Bamonte, Gambarova e Nafarih (2012, p.184)

Concluíram que, no intervalo de 200-600°C, os concretos projetados livres de álcalis tiveram uma baixa difusividade térmica, o que pode ser explicado pela elevada porosidade deste tipo de concreto, resultado do processo de lançamento do mesmo. As fibras não afetam a difusividade térmica do compósito e acima de 600°C não há grandes diferenças entre o concreto projetado e os concretos comuns.

Baseado nisto, podemos dizer que as fibras de aço não gerarão nenhum problema quanto a difusividade térmica no momento do aquecimento do concreto com areia de fundição, o qual é o alvo principal da pesquisa abordada neste trabalho. Além disso, a temperatura que teremos que aquecer o concreto, necessária para a consolidação da areia, é relativamente baixa, cerca de 230°C. Este fato com certeza ajudará a não gerar trincas no compósito, dado que os concretos de alta performance reforçados com fibras de aço possuem baixíssimo índice de vazios como característica (diferente dos concretos projetados) e temperaturas deliberadamente elevadas podem ser extremamente danosas à estrutura desse tipo de concreto.

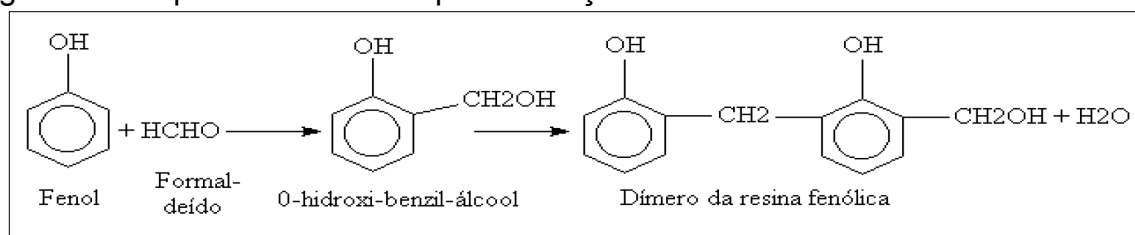
### 2.2.1 Resina Fenólica

As resinas fenólicas tratam-se das primeiras resinas sintéticas, feitas pela primeira vez em 1912. Dada suas características, se tornaram amplamente conhecidas e alcançaram grande escala de utilização. A resina fenólica é conseguida através da reação de um fenol ou de um fenol substituído, formando grupos metilol (-CH<sub>2</sub>OH) no anel fenólico em posições orto e para. Os grupos metilol reagem entre si, formando pontes de metileno, criando dessa forma, uma macromolécula. Essa resina é de bom aspecto, rápida secagem, possui boa resistência a agentes químicos, à umidade, à abrasão, ao calor, à ataque de álcalis, além de possuir boa flexibilidade e uma dureza elevada; no entanto, amarela muito, por isso é evitada em cores claras. É uma resina pouco utilizada atualmente, em vista que sua matéria-prima é muito tóxica (SCHEUNEMANN, 2005).

Baseado no fato da resina fenólica, a qual confere as características mecânicas e os excelentes índices físicos à areia de fundição, possuir resistência à umidade, acredita-se que ela pode causar alguma reação no momento da mistura ou da cura do concreto. Como bem sabido, o cimento, bem como os demais materiais pozolânicos presentes no concreto, como a sílica ativa, por exemplo, precisam de pelo menos um mínimo de água para serem hidratados. Sendo assim, a resina fenólica pode, mesmo que minimamente, interferir no processo de obtenção do compósito, e a forma mais provável que esta interferência se apresente é retardando a pega e a cura do concreto. Para evitar ao máximo isso, ou pelo menos minimizar a interferência, acredita-se que uso de uma baixa relação água/cimento e um aditivo superplastificante acelerador de pega são imprescindíveis.

A figura 1 apresenta o esquema racional de polimerização da resina fenólica.

Figura 1 – Esquema racional de polimerização da resina fenólica



Fonte: Scheunemann (2005, p.15)

O termo resina fenólica é aplicado para se referir a uma grande diversidade de produtos que resultam da reação de fenóis com aldeídos. Vários derivados fenólicos são usados no processo de obtenção dessas resinas, entretanto o fenol propriamente dito é o mais utilizado. Quanto aos aldeídos, embora sejam utilizados acetaldeído, benzaldeído ou ainda furfuraldeído, o formol é o mais empregado como fonte de aldeído na produção de resinas fenólicas. O produto da reação do fenol e formol pode ser líquido, sólido ou solúvel em vários solventes, inclusive água. Isso, evidentemente, depende das matérias primas e processos empregados para síntese. Em 1909, Baekland apresentou, na reunião da ACS (American Chemical Society), sua teoria sobre resinas fenólicas, dizendo o seguinte: “A reação de fenol e formol na presença de catalisadores ocorre em três estágios” (SCHEUNEMANN, 2005):

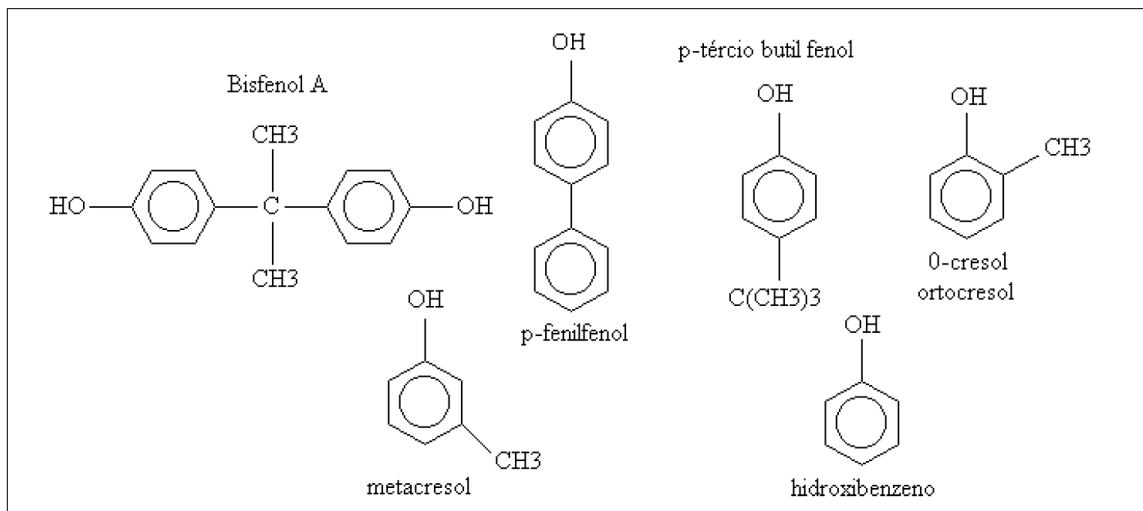
- *1º estágio de condensação*: formando produtos líquidos viscosos ou sólidos;
- *2º estágio de condensação*: formando produtos de condensação intermediária, sendo infusíveis, porém moldáveis à quente;
- *3º estágio de condensação*: estágio final, formando produtos insolúveis e infusíveis.

Atualmente os conceitos de Baekland predominam, porém, nomes foram dados aos produtos das três etapas, os quais, respectivamente, são: resol e novalacas, resitol e resites, conforme explicado abaixo (SCHEUNEMANN, 2005):

- *Resol*: são resinas termofixas ou de um estágio, do tipo líquida, preparadas com excesso de formaldeído em relação ao fenol em condições alcalinas e não necessitam de um agente de cura;

- *Novolaca*: são termoplásticas ou de dois estágios, são do tipo sólida, preparadas com excesso de fenol em relação ao formaldeído sob compensação ácida e, com catalisador ácido, requerem um agente de cura. São solúveis em vários tipos de solventes orgânicos como álcool, éteres e cetonas;
  - *Resitol*: são resinas em estágio intermediário de endurecimento irreversível (polimerização);
  - *Resites*: são resinas complementares insolúveis em solventes.
- A figura 2 exibe os fenóis mais utilizados na formação da resina fenólica.

Figura 2 – Fenóis mais utilizados na formação da resina fenólica



Fonte: Scheunemann (2005, p.17)

Atualmente são dois os processos empregados para a produção da resina fenol-formol (baquelite): o primeiro é conhecido como processo de etapa única, ele é usado para se obter as resinas líquidas. Neste procedimento, o fenol e um excesso de formaldeído, junto com um catalisador alcalino (em geral NaOH ou amônia), são colocados em um reator de níquel ou aço inox e aquecidos a 70°C por períodos que variam de 10 minutos à 3 horas. A reação é exotérmica, a qual libera 89 cal/g. Um tempo maior de processamento, aliado a temperaturas mais baixas, permite controle maior das propriedades da resina; por isso, em certas fases do processo, resfria-se o reator através da circulação de água fria. Durante a reação, a água se separa, formando um lençol superior que é extraído a vácuo; a mistura escurece levemente e se torna mais viscosa. Tempo de processamento, controle do pH, temperatura e



viscosidade são os fatores fundamentais a serem observados. O tempo de cura é de aproximadamente 3 a 10 dias, a uma temperatura de 85°C.

O processo úmido, ácido ou alemão produz as novolacas. Na reação do fenol com o formaldeído usa-se um catalisador ácido, como o ácido sulfúrico, e um excesso de fenol. Esta mistura é aquecida num reator durante 3 a 6 horas, a uma temperatura que varia entre 140 e 165°C. Durante a reação de condensação há formação de água, a qual é retirada a vácuo. A resina quente, desidratada e viscosa é vazada em bandejas rasas, onde esfria e endurece. Em seguida, forma o aglutinante para compostos fenólicos de moldagem (SCHEUNEMANN, 2005).

### **2.3 Fibras de aço**

Como dito anteriormente, segundo Kim et al. (2012), concretos reforçados com fibras de aço com ancoragem do tipo espiral apresentam melhores resultados quanto a resistência à tração do que concretos reforçados com fibras de aço com ancoragem do tipo gancho.

Kim et al. (2012) moldou 4 concretos com composições, resistências à compressão e volume de fibras diferentes. Suas respectivas composições e resistências à compressão, bem como as características das fibras de aço com ancoragem do tipo gancho e espiral, podem ser observadas nas tabelas a seguir.

Tabela 1 – Composição da mistura das matrizes por relação de massa e suas respectivas resistências à compressão

| Matriz               | M1              | M2              | M3              | M4            |
|----------------------|-----------------|-----------------|-----------------|---------------|
| Cimento              | 0,70 (Tipo III) | 1,00 (Tipo III) | 0,80 (Tipo III) | 1,00 (Tipo I) |
| Cinza Volante        | 0,30            | 0,15            | 0,20            | -             |
| Areia 1              | 3,50            | 1,00            | 1,00            | -             |
| Areia 2              | -               | -               | -               | 0,28          |
| Areia 3              | -               | -               | -               | 1,10          |
| Pó de Sílica         | -               | -               | -               | 0,25          |
| Sílica Ativa         | -               | -               | 0,07            | 0,25          |
| Superplastificante A | 0,009           | 0,009           | 0,04            | -             |
| Superplastificante B | -               | -               | -               | 0,0054        |
| AMV*                 | 0,024           | 0,006           | 0,012           | -             |
| Água                 | 0,65            | 0,35            | 0,26            | 0,22          |
| Fck (MPa)            | 4(28)           | 8 (55)          | 12 (84)         | 28 (190)      |

\*Agente Modificador de Viscosidade (Tipo C - ASTM C 494-92)

Areia 1 → Areia de Sílica; Areia 2 → Tamanho máximo do grão=0,2mm; Areia 3 → Tamanho máximo do grão=0,8mm  
Superplastificante A → Rhobuilt 1000; Superplastificante B → Éter Policarboxilato

Fonte: Adaptado de Kim et al. (2012, p.05)

Tabela 2 – Propriedades das fibras de aço com ancoragem do tipo gancho e espiral

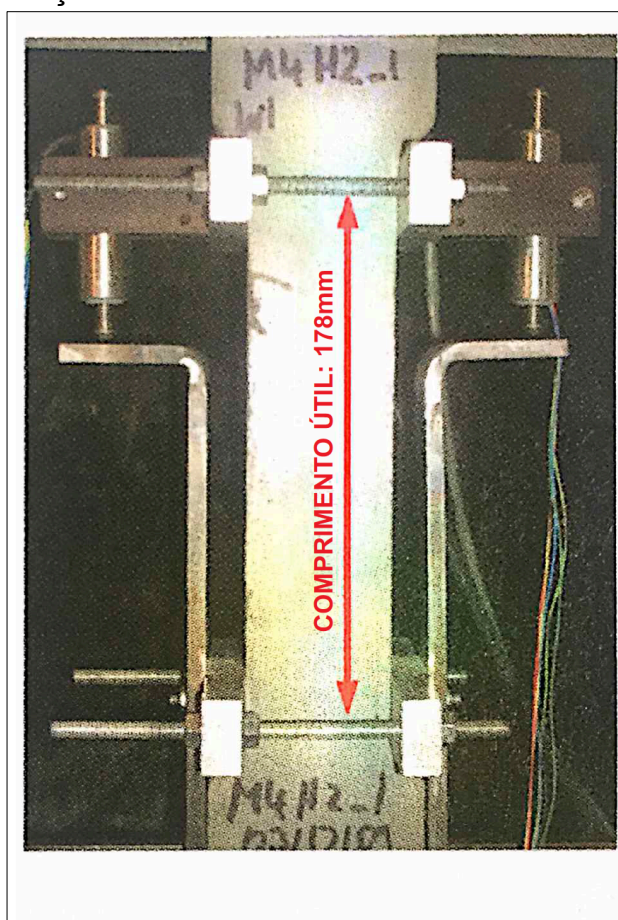
| Tipo de Fibra | Diâmetro (mm) | Comprimento (mm) | Densidade (g/cm <sup>3</sup> ) | Resistência à tração (MPa) | Módulo de elasticidade (GPa) |
|---------------|---------------|------------------|--------------------------------|----------------------------|------------------------------|
| Gancho        | 0,38          | 30               | 7,9                            | 2900                       | 200                          |
| Espiral       | 0,3           | 30               | 7,9                            | 2100                       | 200                          |

\*Diâmetro equivalente \*\*Resistência à tração da fibra após a torção

Fonte: Adaptado de Kim et al. (2012, p.05)

A forma como o ensaio de tração direta foi realizado em seu trabalho pode ser observada na figura 3.

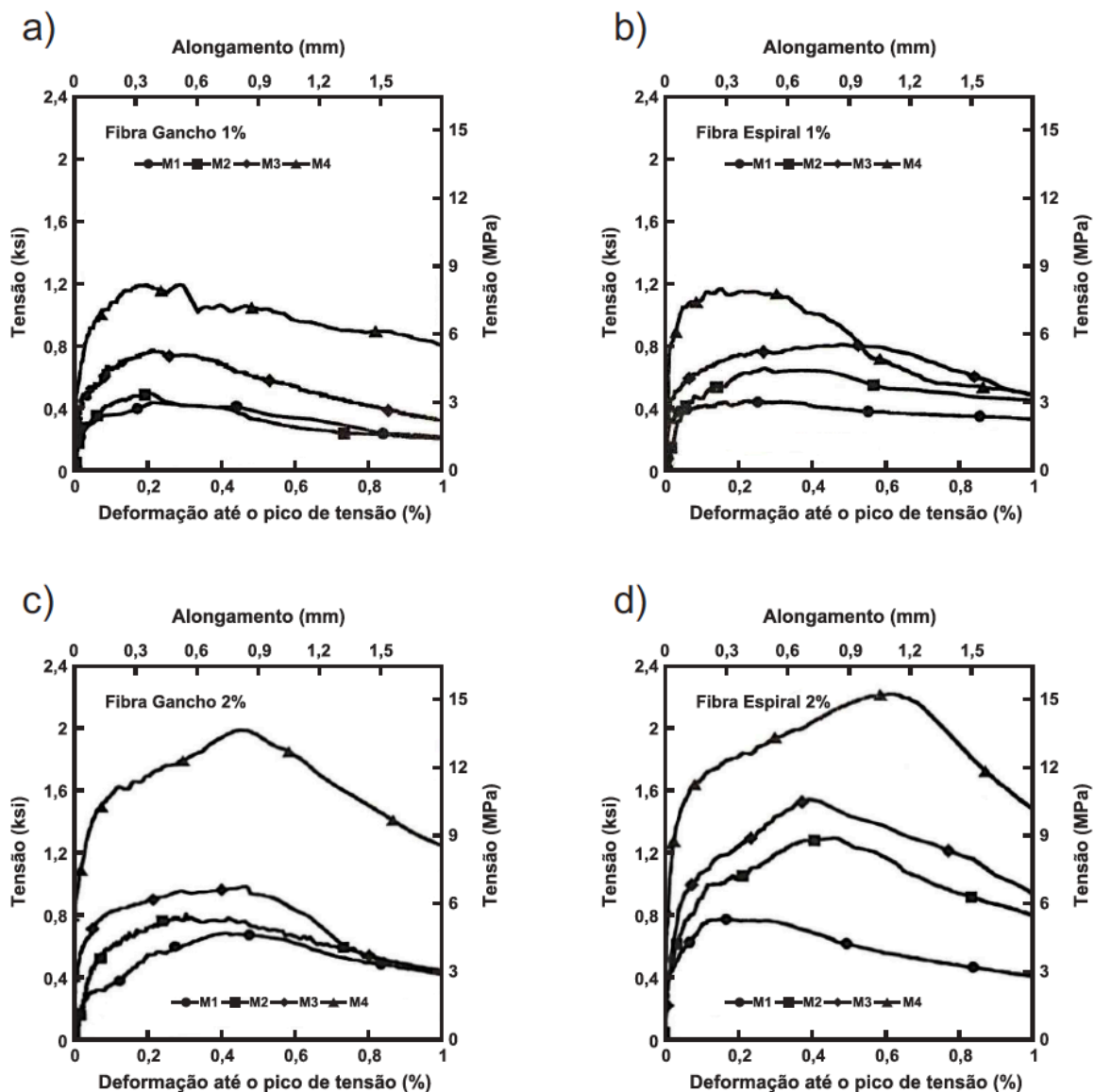
Figura 3 – Ensaio de tração direta



Fonte: Adaptado de Kim et al. (2012, p.05)

Em sua pesquisa, Kim et al. (2012) prova que a resistência à primeira fissuração do concreto é influenciada principalmente pela resistência à tração do concreto, a qual está fortemente correlacionada com a sua resistência à compressão, como mostrado no gráfico 4-a. Além disso, afirma que a resistência pós-fissuração do concreto parece ser até mesmo mais sensível e correlacionada com a resistência da matriz do que a resistência à primeira fissuração, como ilustrado no gráfico 4-a e 4-b . Os gráficos 3-a, 3-b, 3-c e 3-d mostram uma curva média dos valores de tensão x deformação (até o pico de tensão) para cada série, onde podemos confirmar a hipótese apresentada acima.

Gráfico 3 – Curva média dos valores de tensão x deformação para cada série: a) série com 1% de fibra com ancoragem tipo gancho, b) série com 1% de fibra com ancoragem tipo espiral, c) série com 2% de fibra com ancoragem tipo gancho, d) série com 2% de fibra com ancoragem tipo espiral



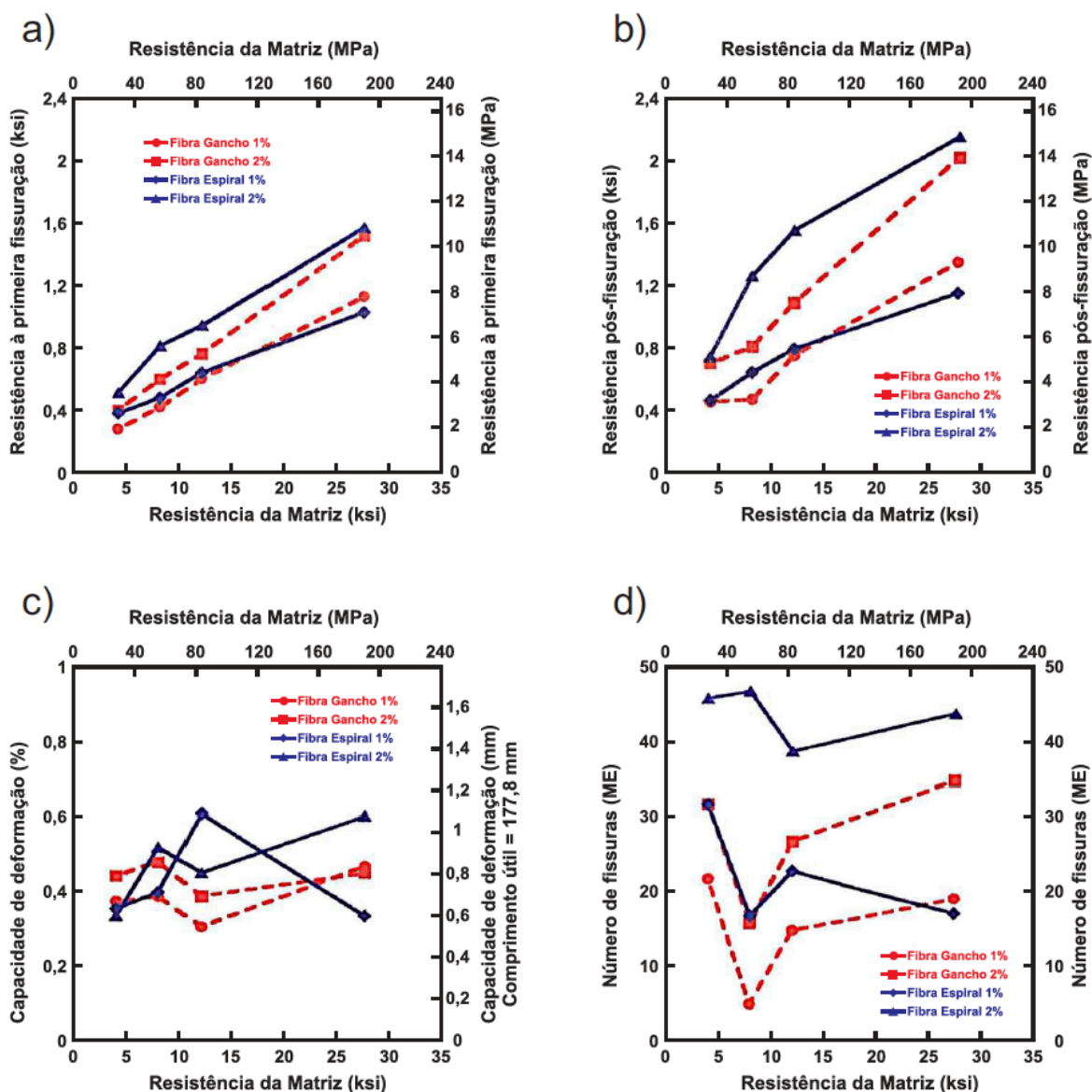
Fonte: Adaptado de Kim et al. (2012, p.06)

Todos os resultados mostram um encruamento mecânico, os quais confirmam que o uso de fibras de aço do tipo gancho e espiral podem produzir encruamento mecânico mesmo com pequenas adições, como as consideradas. Mas o mais importante a ser aferido a partir dos gráficos é que a resistência à tração do compósito se eleva ao passo que a resistência à compressão da matriz é aumentada. No entanto, apesar da resistência a tração aumentar com o aumento da

resistência à compressão da matriz, não se observa uma redução na capacidade de deformação do compósito.

O comportamento à tração dos HPFRCC pode ser caracterizado através do uso de vários parâmetros, como por exemplo: resistência à primeira fissuração, resistência pós-fissuração, capacidade de deformação (valor de deformação após a fissuração) e o número de fissuras dentro do comprimento padrão. Kim et al. (2012), em seu trabalho, apresenta esses parâmetros aplicados aos compósitos estudados, como podemos observar nos gráficos 4-a, 4-b, 4-c e 4-d.

Gráfico 4 – Influência da resistência da matriz nos parâmetros de tração: a) resistência à primeira fissuração, b) resistência pós-fissuração, c) capacidade de deformação, d) número de fissuras.

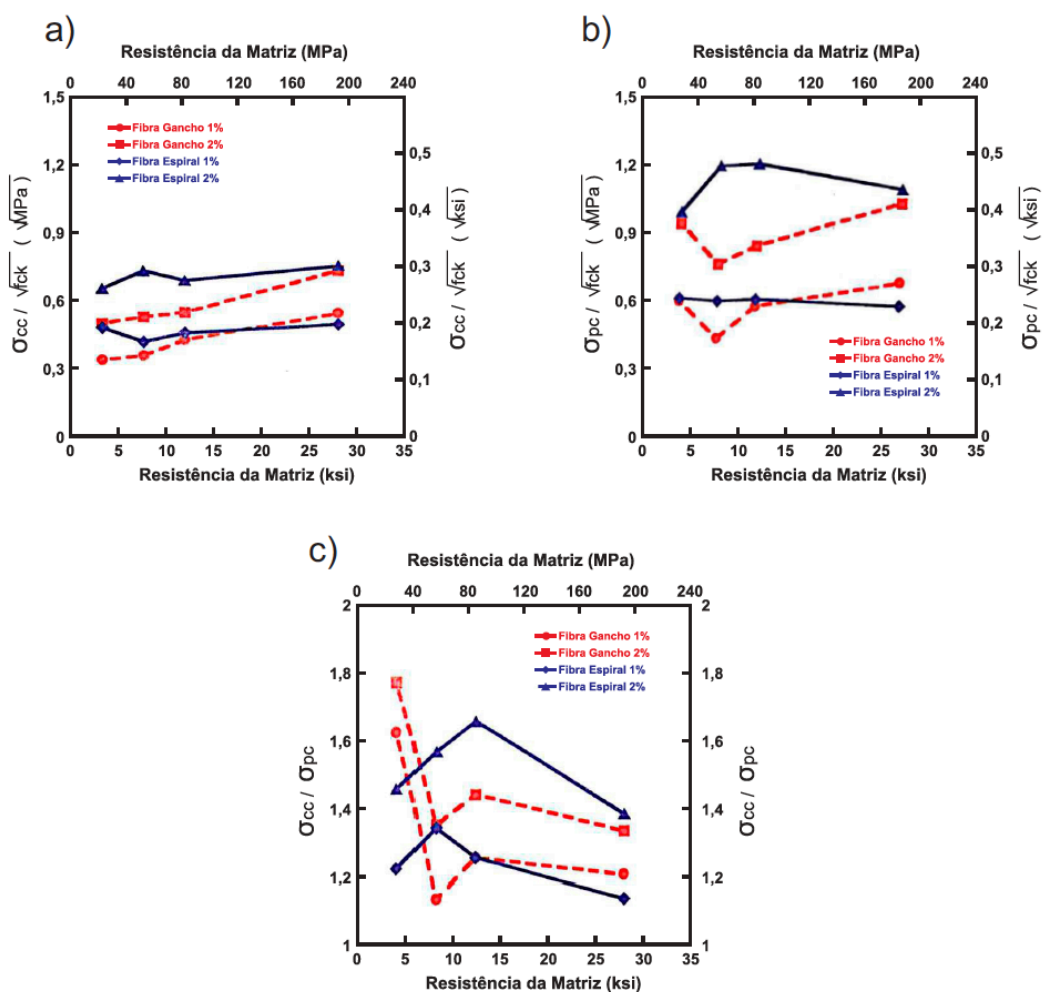


Fonte: Adaptado de Kim et al. (2012, p.07)

A capacidade de deformação dos compósitos em função da resistência da matriz é apresentada no gráfico 5-c, no qual fica claro que a capacidade de deformação no ponto máximo de tensão varia de 0,35% à 0,60% com nenhuma dependência clara da resistência da matriz.

Para quantificar o efeito da resistência da matriz, a resistência à primeira fissuração e a resistência pós-fissuração são normalizadas pela raiz quadrada da resistência à compressão ( $\sqrt{f_{ck}}$ ) e seus valores em relação a resistência à compressão estão plotados nos gráficos 5-a e 5-b, respectivamente. Além disso, uma razão entre a resistência pós-fissuração e a resistência à primeira fissuração em relação a resistência da matriz está ilustrada no gráfico 5-c.

Gráfico 5 – Influência da resistência da matriz na capacidade de carregamento: a) resistência à primeira fissuração, b) resistência pós-fissuração, c) resistência à primeira fissuração/resistência pós-fissuração



Fonte: Adaptado de Kim et al. (2012, p.08)

Baseado nos gráficos 3, 4 e 5 de Kim et al (2012), ao passo que a resistência à compressão do concreto aumenta, a resistência à primeira fratura e a resistência pós-fratura do concreto aumentam proporcionalmente. Entretanto, o aumento da resistência à compressão do concreto não conduz a tendências claras quanto a capacidade máxima de deformação ou o comportamento frente a fissuração. Na verdade, a capacidade máxima de deformação permanece quase que independente da resistência da matriz enquanto a absorção de energia no pico de carga aumenta.

A afirmação de que a adição de fibras de aço no concreto melhora sua resistência à tração, além de outros de seus índices físicos, advinda da pesquisa de Kim et al. (2012), é reforçada pela pesquisa de Sujivorakul (2012). Na qual ele desenvolve um modelo numérico para a predição da relação tensão x deformação de concretos sob tração reforçados com fibras de aço com ancoragem do tipo gancho.

Esse modelo numérico mostra-se uma ferramenta muito útil para engenheiros estruturais no momento que desenvolvem e calculam estruturas em concretos reforçados com fibras de aço do tipo gancho com frações volumétricas variando de 0% a 1,5% e com Fck entre 30 e 50 MPa, pois ele baseia-se no gráfico de tensão x deformação (desenvolvido no trabalho) para realizar os cálculos. Os principais resultados obtidos através da pesquisa e dos cálculos são a relação tensão x deformação, resistência à primeira fissuração e a resistência pós-fissuração do concreto reforçado com fibras.

Nas tabelas 3 e 4 e na figura 4 podemos ver, respectivamente, as propriedades das fibras de aço utilizadas, a composição da mistura das matrizes e suas respectivas resistências e o teste de tração direta.

Tabela 3 – Propriedades das fibras de aço com ancoragem do tipo gancho utilizadas na pesquisa

| Tipo de Fibra | Comprimento<br>$L_f$ (mm) | $L_f/D$ | Diâmetro, $D$<br>(mm) | Resistência<br>à tração (MPa) |
|---------------|---------------------------|---------|-----------------------|-------------------------------|
| HF-65/60      | 60                        | 65      | 0,92                  |                               |
| HF-60/35      | 35                        | 65      | 0,58                  | 1100                          |
| HF-80/60      | 60                        | 80      | 0,75                  |                               |

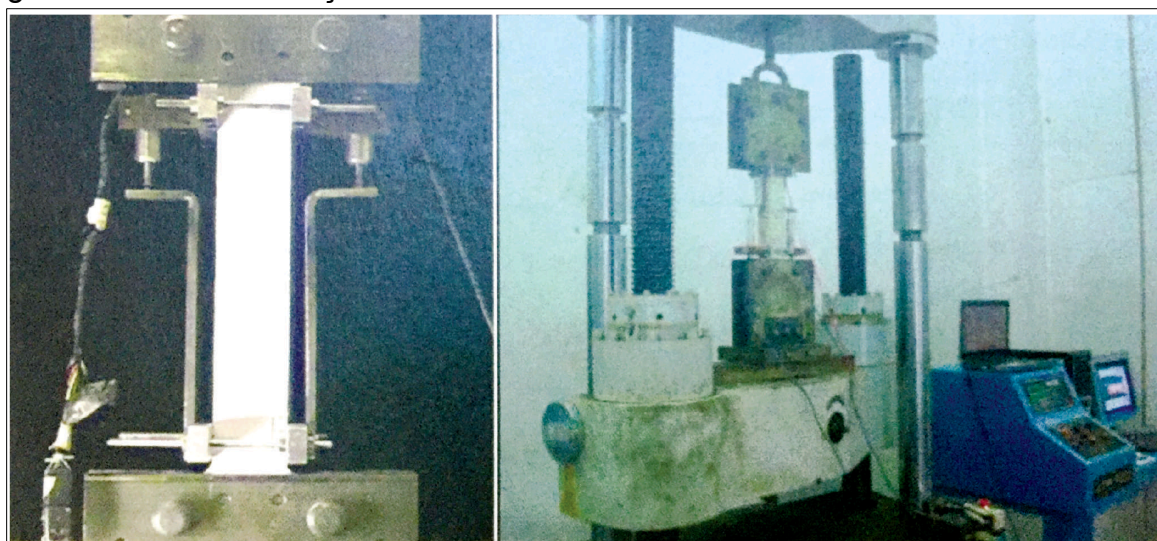
Fonte: Adaptado de Sujivorakul (2012, p.20)

Tabela 4 – Propriedades da mistura dos concretos por relação de massa e suas respectivas resistências à compressão

| Identificação | Cimento Portland CP-V (kg/m <sup>3</sup> ) | Agregado Miúdo (kg/m <sup>3</sup> ) | Agregado Graúdo (kg/m <sup>3</sup> ) | Água (kg/m <sup>3</sup> ) | Fck Almejado (MPa) | Fck Alcançado (MPa) |
|---------------|--|-------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------|--------------------|---------------------|
| C300          | 409  | 953                                 | 751                                  | 166                       | 30                 | 33                  |
| C400          | 523  | 851                                 | 751                                  | 171                       | 40                 | 41                  |
| C500          | 593  | 790                                 | 751                                  | 174                       | 50                 | 51                  |

Fonte: Adaptado de Sujivorakul (2012, p.20)

Figura 4 – Ensaio de tração direta



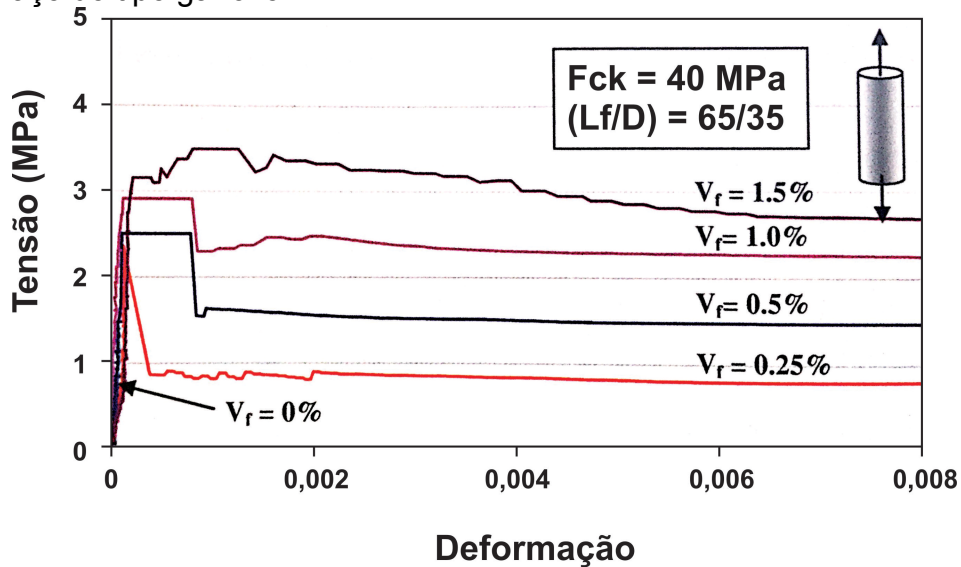
Fonte: Adaptado de Sujivorakul (2012, p.21)

A partir das tabelas e figura, pode-se perceber que tanto Kim et al. (2012) como Sujivorakul (2012), apesar de terem utilizados matrizes com composições e resistências diferentes, bem como fibras de aço com características também diferentes, organizaram seus trabalhos de forma semelhante.

O gráfico 6 mostra exemplos de relação tensão x deformação de concretos reforçados com diferentes porcentagens de adição fibras de aço (em relação ao volume de cimento) com ancoragem do tipo gancho (Fck=40Mpa).



Gráfico 6 – Exemplo de relação tensão x deformação de um concreto reforçado com fibras de aço do tipo gancho

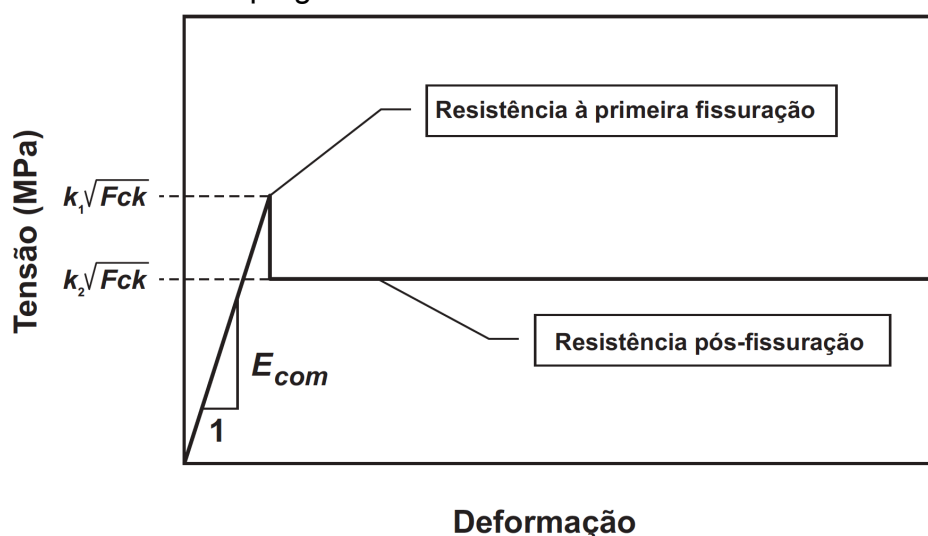


Fonte: Adaptado de Sujivorakul (2012, p.22)

A partir do gráfico, percebe-se que, respeitando os parâmetros traçados pelo pesquisador, a adição de fibras de aço do tipo gancho ao concreto aumentam significativamente a ductilidade e a resistência à tração do concreto.

O gráfico 7 apresenta um modelo típico de gráfico de tensão x deformação proposto para concretos reforçados com fibras do tipo gancho.

Gráfico 7 - Modelo típico de gráfico de tensão x deformação proposto para concretos reforçados com fibras do tipo gancho



Fonte: Adaptado de Sujivorakul (2012, p.23)

A resistência à primeira fissuração é assumida como uma relação linear entre tensão e deformação e está em função do volume de fibras e da Fck; e a resistência

pós-fissuração é uma relação constante e está em função do volume, proporção e comprimento das fibras e da  $F_{ck}$ . A tabela 5 apresenta os valores de resistência à primeira fissuração e resistência pós-fissuração para ensaios de tração nos concretos reforçados com fibra de aço do tipo gancho estudados por Sujivorakul (2012).

Tabela 5 - valores de resistência à primeira fissuração e resistência pós-fissuração para ensaios de tração nos concretos reforçados com fibra de aço do tipo gancho

| $F_{ck}$<br>(MPa) | $V_f$<br>(%) | HF-65/60                                      |  | HF-60/35                                      |  | HF-80/60                                      |  |
|-------------------|--------------|---|--|---|--|---|--|
|                   |              | Resistência<br>à primeira<br>fissuração (MPa) | Resistência<br>pós-fissuração<br>(MPa) | Resistência<br>à primeira<br>fissuração (MPa) | Resistência<br>pós-fissuração<br>(MPa) | Resistência<br>à primeira<br>fissuração (MPa) | Resistência<br>pós-fissuração<br>(MPa) |
| 30                | 0            | 1,77  | 0                                      | 1,77  | 0                                      | 1,77  | 0                                      |
|                   | 0,25         | 2,29  | 0,87                                   | 2,16  | 0,52                                   | 2,32  | 1,20                                   |
|                   | 0,50         | 2,36  | 1,51                                   | 2,30  | 1,21                                   | 2,81  | 2,17                                   |
|                   | 1,00         | 2,75  | 2,21                                   | 2,64  | 1,97                                   | 3,03  | 2,56                                   |
|                   | 1,50         | 2,95  | 2,96                                   | 2,85  | 2,66                                   | 3,15  | 3,52                                   |
| 40                | 0            | 1,88  | 0                                      | 1,88  | 0                                      | 1,88  | 0                                      |
|                   | 0,25         | 2,55  | 1,05                                   | 2,35  | 0,90                                   | 2,76  | 1,59                                   |
|                   | 0,50         | 2,63  | 1,74                                   | 2,50  | 1,62                                   | 3,04  | 2,64                                   |
|                   | 1,00         | 2,96  | 2,81                                   | 2,87  | 2,47                                   | 3,33  | 3,61                                   |
|                   | 1,50         | 3,27  | 3,20                                   | 3,16  | 3,49                                   | 3,51  | 4,02                                   |
| 50                | 0            | 2,33  | 0                                      | 2,33  | 0                                      | 2,33  | 0                                      |
|                   | 0,25         | 2,75  | 1,44                                   | 2,45  | 1,28                                   | 2,97  | 1,82                                   |
|                   | 0,50         | 3,01  | 2,45                                   | 2,89  | 2,03                                   | 3,38  | 2,90                                   |
|                   | 1,00         | 3,37  | 3,71                                   | 3,21  | 2,75                                   | 3,58  | 3,95                                   |
|                   | 1,50         | 3,74  | 4,33                                   | 3,61  | 3,89                                   | 3,92  | 4,73                                   |

Fonte: Adaptado de Sujivorakul (2012, p.23)

Percebe-se então que ambos, Kim et al. (2012) e Sujivorakul (2012), concordam que o aumento da resistência à compressão do concreto, bem como o aumento da proporção de fibras, geram um aumento da resistência à primeira fratura e da resistência pós-fratura do concreto.

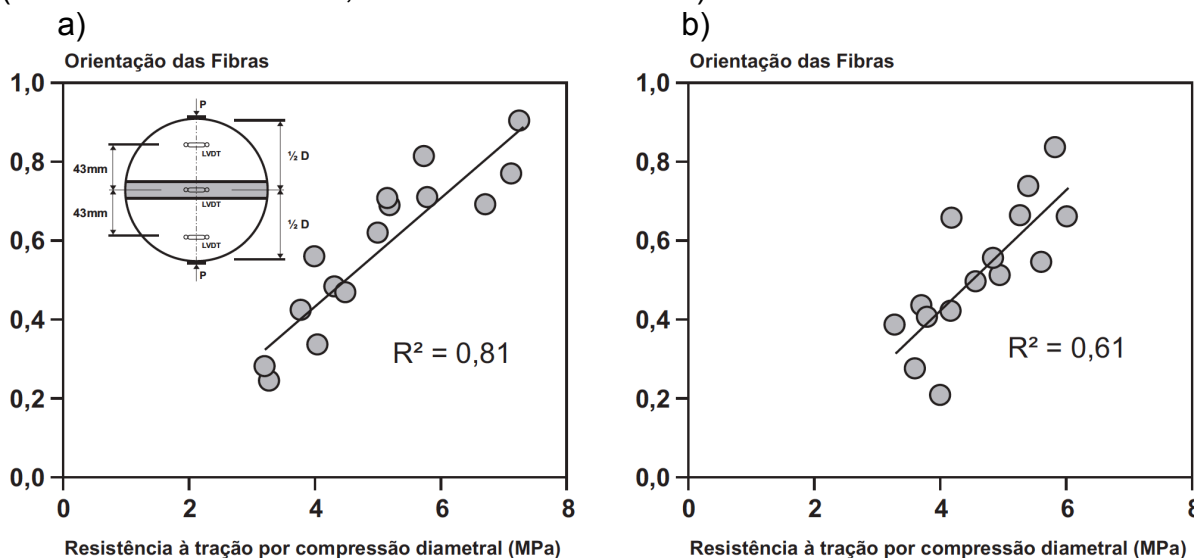
Baseado nisso, nota-se que para se obter resultados expressivos quanto a resistência à tração, à primeira fissuração e pós-fissuração de um compósito de cimento é importante fazer uso de fibras de aço com elevada resistência e boa ancoragem, como é o caso das fibras de aço com ancoragem do tipo espiral, nas proporções ideais, aliadas a um concreto com elevada resistência à compressão. Lembrando sempre que se deve tomar o cuidado de analisar o material que a fibra é feita, para garantir a alta resistência requerida.

Grünwald (2004) moldou dois segmentos de túnel com concreto reforçado com fibras de aço (Elemento 1: 60 kg/m<sup>3</sup> – Dramix=80/60 BN, Lf=60mm; Elemento

2: 60 kg/m<sup>3</sup> – Dramix=45/30 BN, Lf=60mm) para determinar a forma como o fluxo do concreto afeta a orientação das fibras e se a orientação das fibras se relaciona com as características mecânicas do concreto. Quinze cilindros foram retirados (perfurados) a partir de cada metade de cada túnel para determinar a resistência à tração por compressão diametral (em diferentes posições e direções). Outros quinze cilindros foram retirados (perfurados) simetricamente ao sentido da moldagem para serem cortados em fatias e analisados por meio de raio-X. Logo, foram realizados ensaios de tração por compressão diametral com deformação controlada (taxa de deformação: 1,0 µm/s) e fatias com espessura de 18mm foram serradas a partir dos quinze cilindros para serem analisadas através de fotos de raio-X.

A orientação das fibras foi determinada de acordo com procedimentos descritos em teses apresentadas por professores da universidade de Ghent, na Bélgica, e foi relacionada com a performance dos cilindros.

Gráfico 8 – Resistência à tração por compressão diametral x orientação das fibras (8.a – Dramix=80/60 BN; 8.b – Dramix=45/30 BN)



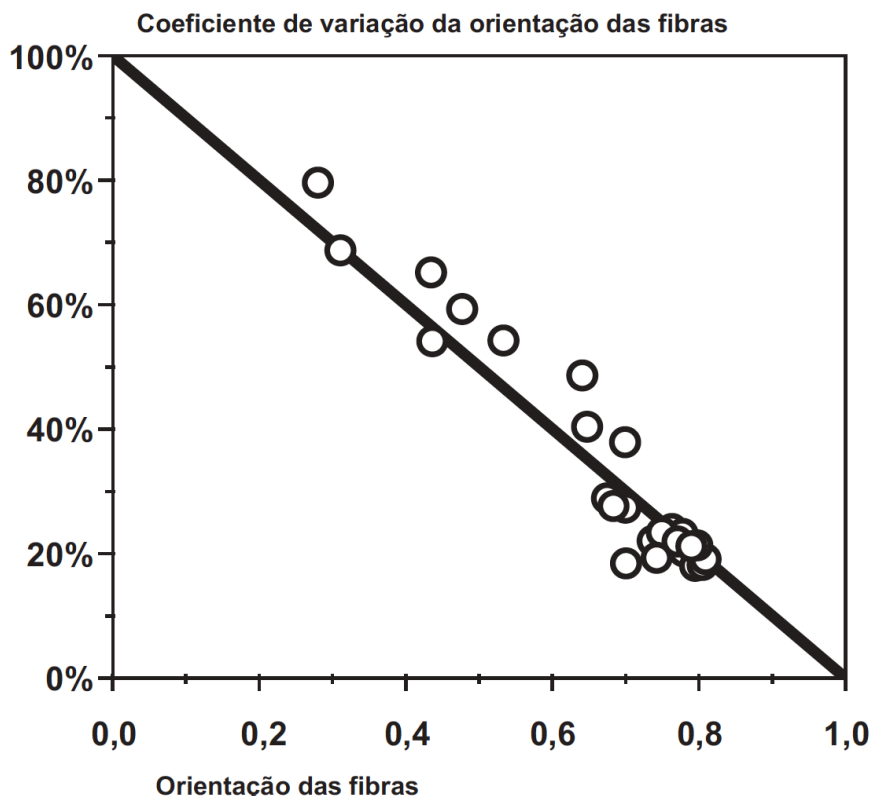
Fonte: Adaptado de Grünewald et al. (2012, p.56)

Segundo Grünewald et al. (2012), a resistência à tração por compressão diametral é a maior entre duas cargas definidas, a carga quando a primeira fissura ocorre e a carga máxima atingida na região pós-fissuração. A resistência à tração por compressão diametral depende da posição dos cilindros no túnel e da direção na qual eles foram ensaiados. A resistência pós-fissuração aumenta ao passo que a orientação das fibras aumenta. A variação da resistência à tração por compressão diametral foi de certa forma ampla, e a correlação entre a máxima resistência à

tração por compressão diametral e a orientação das fibras foi melhor para as fibras de 60mm, pois elas são mais suscetíveis a orientar-se durante o escoamento. Ainda segundo os testes realizados no trabalho de Grünwald et al. (2012), as fibras tendem a ficar homoganeamente distribuídas e tendem a se orientar no sentido do fluxo durante o escoamento através do tubo do caminhão misturador, enquanto que na ausência de paredes, elas permanecem alinhadas e orientadas principalmente no sentido perpendicular a direção do escoamento.

Laranjeira (2010) estudou a performance e a variação da resistência à tração de concretos reforçados com fibras, ele realizou estudos de imagens bem como testes mecânicos. Através da análise de imagens da seção transversal de amostras submetidas a flexão e de estudo de resultados já apresentados na literatura, Laranjeira et al. (2010) encontrou que a distribuição da orientação das fibras pode ser aproximada por uma distribuição normal. O coeficiente de variação das fibras diminui ao passo que se aumenta o fator médio de orientação das fibras, como pode ser visto no gráfico 9. Devido ao alinhamento, uma fibra tem menos possibilidades para se orientar, o que diminui a variação.

Gráfico 9 – Relação entre o coeficiente de variação da orientação das fibras e o fator médio de orientação das fibras



Fonte: Adaptado de Grünwald (2012, p.57)

Pode-se concluir a partir dos estudos de orientação das fibras em concretos reforçados com fibras de aço que a resistência à tração aumenta conforme o fator de orientação das fibras aumenta. Portanto, obter-se um concreto com uma boa orientação das fibras é, também, importante para alcançar os objetivos almejados neste trabalho, dos quais um, e principal, deles se trata exatamente de melhorar a resistência à tração de um compósito de cimento reforçado com fibras de aço. Para se ter uma boa orientação das fibras e, conseqüentemente, diminuir o coeficiente de variação de orientação das fibras, percebe-se que é importante fazer com que o concreto flua através de um tubo, ou pelo menos um material vazado com paredes não muito afastadas umas das outras. Isso pode ser uma alternativa de lançamento do concreto dentro das formas que moldarão as peças que serão ensaiadas durante o período de testes que será realizado futuramente neste trabalho. Além disso, fibras de 60mm parecem orientar-se melhor do que fibras menores durante o escoamento. Assim, tentar-se-á usar fibras com comprimento de 60mm e ancoragem do tipo espiral; no entanto, isso dependerá muito dos materiais disponíveis na universidade no período dos ensaios e de doações de empresas do ramo.

Ainda a partir do trabalho de Grünwald et al. (2012), conclui-se que a composição da mistura e as características reológicas relacionadas determinam o comportamento do escoamento do concreto e a possível orientação e distribuição das fibras. Em um concreto altamente fluído, a interação das fibras é minimizada.

## **2.4 Cimento**

O cimento é um material finamente pulverizado que é chamado hidráulico quando os produtos de hidratação são estáveis em meio aquoso. O cimento hidráulico normalmente utilizado para fazer concreto é o cimento Portland, o qual é produzido pela moagem do clínquer e constituído basicamente de silicatos de cálcio hidráulicos. Normalmente possuem uma ou mais formas de sulfato de cálcio adicionados, com a finalidade de controlar as reações iniciais de pega e endurecimento da matriz. Os clínqueres são nódulos de 5 a 25 mm de diâmetro obtidos a partir da sinterização de uma mistura de matérias-primas de composição pré-determinada (MEHTA e MONTEIRO, 1994; MARTINS, 2005).

No interior do forno de produção do cimento, a sílica, a alumina, o óxido de

ferro e o óxido de cálcio presentes nas matérias-primas, reagem, dando origem ao clínquer, cujos compostos principais são os seguintes:

- silicato tricálcico:  $3 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$  (C3S);
- silicato dicálcico:  $2 \text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$  (C2S);
- aluminato tricálcico:  $3 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$  (C3A);
- ferro aluminato tetracálcico:  $4 \text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$  (C4AF).

Estes compostos são obtidos no interior do forno quando a temperatura se eleva a ponto de transformar a "mistura crua" num líquido pastoso que, ao se resfriar, dá origem a substâncias cristalinas, como os três primeiros produtos citados anteriormente. Além disso, há também um material intersticial amorfo, o C4AF, e outros óxidos, sulfatos e compostos alcalinos. Todos esses compostos têm a propriedade de reagir na presença de água, por hidrólise, dando origem a compostos hidratados (AÏTCIN, 2000b; MARTINS, 2005).

A seguir serão descritas sucintamente as características dos principais compostos do cimento Portland:

- C3S – é o principal composto do cimento Portland. Em poucas horas em contato com a água, reage, liberando elevada quantidade de calor durante a hidratação. Os cimentos de alta resistência inicial, de modo geral, são ricos em C3S;
- C2S – possui uma pega vagarosa e desenvolve pouca resistência até os 28 dias. Após esse período, a resistência aumenta de forma rápida e chega a se equiparar com a do C3S no primeiro ano. O C2S desenvolve baixo calor de hidratação;
- C3A - tem pega instantânea e desenvolve altíssimo calor de hidratação. Possui baixa resistência e não resiste à ação de águas sulfatadas. Sua quantidade no cimento é usualmente pequena em razão dos inconvenientes citados. Entretanto, a presença da alumina é importante na fase de produção do cimento, pois ela age como fundente, facilitando a formação do clínquer a temperaturas mais baixas;
- C4AF - tem pega rápida, mas não instantânea como o C3A. Tem baixa

resistência, mas possui a vantagem do  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  funcionar como fundente e também fixar parte da alumina, melhorando o desempenho do cimento ao ataque de águas sulfatadas, como a água do mar, por exemplo (MARTINS, 2005).

De modo geral, pode-se dizer que as reações de hidratação dos aluminatos são responsáveis pelo enrijecimento (perda de consistência) e pela pega da pasta de cimento, enquanto que os silicatos, que compõem aproximadamente 75% do cimento comum, são essenciais no processo de desenvolvimento de resistência da pasta (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Além da composição, a finura do cimento também influencia fortemente a sua reação com a água. Uma vez que a hidratação se inicia na superfície das partículas, é a área superficial total do cimento que representa o material disponível para hidratação. Conseqüentemente, quanto maior a finura do cimento, maior a velocidade de hidratação e mais rápida a evolução da resistência, sem, no entanto, alterar a resistência a idades mais avançadas (NEVILLE, 1997; MARTINS, 2005).

As reações químicas que acontecem durante a hidratação do cimento Portland são complexas e, apesar da extensa literatura que existe sobre o assunto, suas minúcias ainda não são totalmente compreendidas.

A seguir é apresentada uma descrição simplificada do mecanismo de hidratação do cimento Portland dada por Vernet (1995 apud AÏTCIN, 2000b), baseada e estruturada nos seus cinco estágios iniciais:

- *Estágio 1 – período de mistura:* Diferentes íons, liberados por diversas fases, dissolucionam-se. Essa dissolução é extremamente rápida e de natureza exotérmica. A superfície dos grãos de cimento é parcialmente coberta por silicato de cálcio hidratado (C-S-H), formado a partir dos íons originados do silicato do clínquer, e, em maior quantidade, por etringita (trissulfoaluminato de cálcio hidratado), formada a partir da combinação de íons de aluminato e diferentes formas de sulfato de cálcio presentes no cimento.
- *Estágio 2 – período dormente:* Redução da velocidade de dissolução do clínquer devido ao aumento do pH e do teor de íons  $\text{Ca}^{2+}$  na água de

mistura. Grande desaceleração do fluxo térmico, porém sem parar. Forma-se pouca quantidade de C-S-H e, caso exista equilíbrio entre os íons de alumínio e sulfato, forma-se também etringita e aluminato de cálcio hidratado, também em pouca quantidade. A fase aquosa torna-se saturada em  $\text{Ca}^{2+}$ , mas não existe precipitação de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , provavelmente pela sua baixa velocidade de formação. Alguns grãos de cimento floculam nesse período.

- *Estágio 3 – início da pega:* A precipitação do óxido de cálcio, devido à falta de silicato na fase aquosa, ativa a reação de hidratação. O rápido consumo de íons  $\text{Ca}^{2+}$  e  $\text{OH}^-$  acelera a dissolução de todos os componentes do cimento Portland. O fluxo térmico cresce vagarosamente no princípio e acelera nos estágios finais. Normalmente, o início da pega se dá nesse período, a menos que ocorra algum endurecimento da pasta devido ao desenvolvimento de agulhas de etringita e de algum C-S-H. Silicatos e aluminatos hidratados começam a criar ligações interparticulares, levando ao endurecimento progressivo da pasta.
- *Estágio 4 – endurecimento:* Na maior parte dos cimentos Portland, a quantidade de sulfato de cálcio presente não é suficiente para reagir com o aluminato, dessa forma, durante a pega, íons  $\text{SO}_4^-$  são totalmente consumidos na formação da etringita. Isso acontece normalmente entre 9 e 15 horas após o início da mistura, quando a etringita torna-se uma fonte de sulfato para formar o monossulfoaluminato com o aluminato remanescente. Essa reação é exotérmica e acelera a hidratação do silicato.
- *Estágio 5 – redução da velocidade:* Nesse estágio, os grãos de cimento estão recobertos por uma camada de hidratos, a qual vai se tornando cada vez mais espessa, dificultando a chegada das moléculas de água às partes não hidratadas das partículas de cimento. A hidratação vai então se reduzindo, pois é controlada predominantemente pela difusão das moléculas de água através das camadas de hidratos. A pasta de cimento hidratada se parece com uma compacta pasta “amorfa”, conhecida como produto interno.

A hidratação do cimento Portland para quando não há mais fase anidra



(concreto bem curado) ou quando a água não pode mais chegar às fases não hidratadas (sistemas muito densos e defloculados) ou, ainda, quando não existe mais água disponível (relação a/c muito baixa).

Quanto aos tipos de cimento Portland, no Brasil existem vários, os quais diferenciam-se entre si principalmente em função de sua composição. Quase todos os cimentos comercialmente disponíveis no Brasil possuem um ou mais tipos de adição. É denominado adição o material que misturado ao cimento ou ao concreto, em quantidade superior a 5% em massa, altera as propriedades dos mesmos. O procedimento de adição é utilizado principalmente pela redução do custo do cimento e por questões ambientais, pois a maioria destas adições tratam-se de sub-produtos industriais.

Todos os tipos de cimentos brasileiros são geridos por normas da ABNT. A tabela 6 apresenta os principais cimentos nacionais. Além dos apresentados na tabela, existem no mercado nacional o cimento Portland branco, o cimento Portland de baixo calor de hidratação e o cimento para poços petrolíferos.

Tabela 6 – Tipos de cimento Portland brasileiros e suas respectivas normas regentes

| Denominação                                  | Sigla      | Classe     | Norma ABNT     |
|--|------------|------------|----------------|
| Cimento Portland Comum                       | CP I       | 25, 32, 40 | NBR 5732:1991  |
| Cimento Portland Comum com Adição            | CP I-S     | 25, 32, 40 |                |
| Cimento Portland Composto com Escória        | CP II-E    | 25, 32, 40 | NBR 11578:1991 |
| Cimento Portland Composto com Pozolana       | CP II-Z    | 25, 32, 40 |                |
| Cimento Portland Composto com Filler         | CP II-F    | 25, 32, 40 |                |
| Cimento Portland de Alto-Forno               | CP III     | 25, 32, 40 | NBR 5735:1991  |
| Cimento Portland Pozolânico                  | CP IV      | 25, 32     | NBR 5736:1991  |
| Cimento Portland de Alta Resistência Inicial | CP V-ARI   |            | NBR 5733:1991  |
| Cimento Portland Resistente a Sulfatos       | CP I RS    | 25, 32, 40 | NBR 5737:1992  |
|  | CP I-S RS  |            |                |
|  | CP II-E RS |            |                |
|  | CP II-Z RS |            |                |
|  | CP II-F RS |            |                |
|  | CP III RS  |            |                |
|  | CP IV RS   |            |                |
| CP V-ARI RS                                  |            |            |                |

Fonte: Martins (2005, p.12)

## 2.5 Aditivo superplastificante

Sabe-se que as propriedades mecânicas dos compósitos de cimento estão fundamentalmente relacionadas com a porosidade da matriz (porosidade total e estrutura dos poros). Quando esses poros estão interconectados, a entrada de água e/ou outras substâncias no interior do concreto é muito facilitada, reduzindo a durabilidade do material.

Para ocorrer plenamente a hidratação do cimento Portland, sem a utilização de um aditivo plastificante ou superplastificante, o qual serve, também, como um dispersante de partículas, é necessário aproximadamente 30% em massa de água (JOLICOEUR et al, 2003). Toda a água que exceder esse valor resultará em uma porosidade correspondente na matriz. Com base nisso, a importância do uso de aditivos redutores de água torna-se clara, uma vez que permite o alcance da trabalhabilidade desejada, sem aumentar a porosidade da matriz do concreto devido ao excesso de água (MARTINS, 2005).

Os aditivos superplastificantes, assim como os plastificantes, são usados para produzir concretos com maior resistência por meio da redução no teor de água; obter uma resistência específica para um consumo de cimento menor; ou, aumentar o abatimento sem alterar o valor da adição de água. São muito úteis quando o lançamento do concreto é feito por meio de bomba (ACI 212.3R-91, 1996).

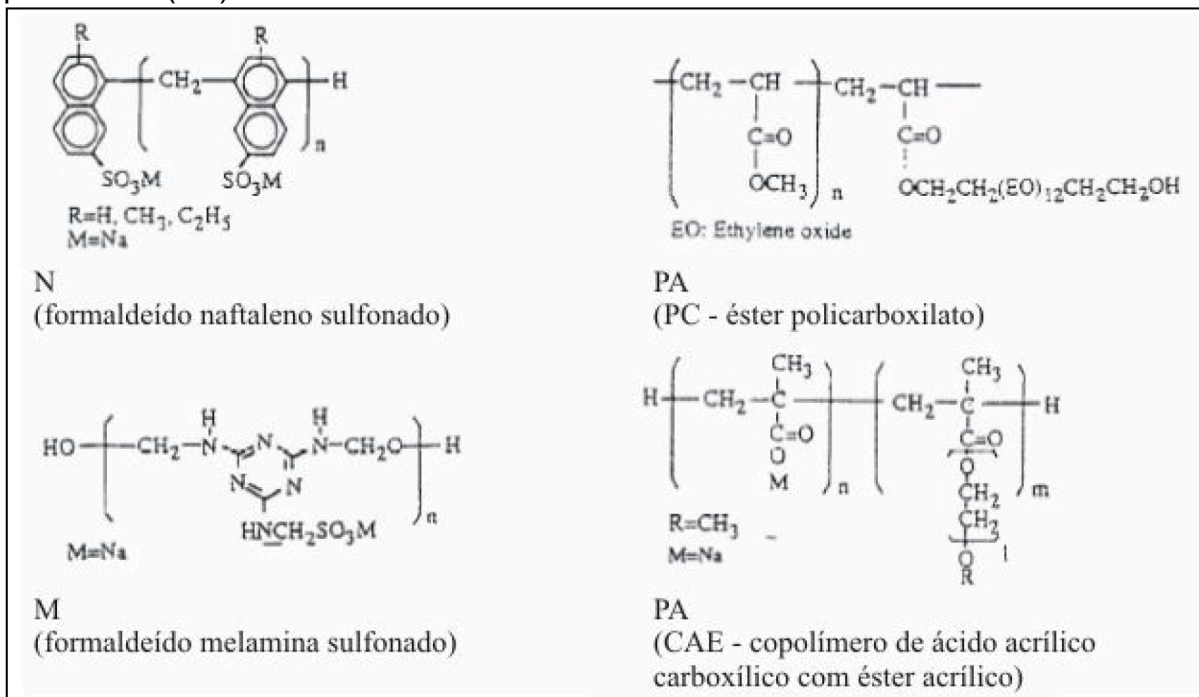
Segundo Collepardi, M. (1998), a diferenciação entre os aditivos plastificantes e os superplastificantes se dá muito mais na intensidade do que no tipo de atuação. Enquanto que, para uma determinada mistura, o primeiro promove um aumento no abatimento de 50 à 70 mm, o segundo pode aumentá-lo de 150 à 200 mm. Além disso, a redução de água alcançada com os superplastificantes pode chegar a 30%.

O mesmo autor ainda menciona que, do ponto de vista prático, a principal diferença entre os dois aditivos redutores de água está na dosagem ótima. No caso dos superplastificantes, a dosagem ótima geralmente está entre 1 e 2% de sólidos em relação à massa de cimento. Essa é a grande vantagem destes aditivos em relação aos plastificantes, cujos teores não ultrapassam 0,5% de sólidos em relação à massa de cimento, devido aos efeitos secundários, como retardo de pega e incorporação de ar. Já os superplastificantes, por serem produtos sintéticos, feitos de matérias-primas que não contêm açúcares ou impurezas, não apresentam estes efeitos.

Naftaleno (N) e melamina (M), são os superplastificantes mais utilizados hoje em dia, com destaque para o primeiro. Os superplastificantes à base de lignossulfonatos modificados, ou seja, lignossulfonatos dos quais foram retirados os açúcares, reduzindo, assim, os efeitos retardantes da pega, também são utilizados atualmente (RAMACHANDRAN e MALHOTRA, 1984). No entanto, uma das maiores dificuldades destes superplastificantes de primeira geração é a duração muito curta de sua ação fluidificante, a qual gira em torno de 15 a 30 minutos apenas (YOUNG, 1983; RAMACHANDRAN, BEAUDOIN e SHILUA, 1989 apud AİTCIN, 2000b).

Nos últimos anos, alguns polímeros acrílicos (PA) passaram a ser utilizados no concreto com a grande vantagem de retardarem a perda do abatimento por um período de tempo maior, cerca de 45 a 90 minutos (AİTCIN, 2000b). O sub-grupo principal destes polímeros engloba uma variedade de moléculas denominadas ésteres poliácridatos ou, apenas, poliácridatos. Estes polímeros possuem massa molecular bem maior do que os sulfonados (JOLICOEUR et al., 2003; MARTINS, 2005). A Figura 5 apresenta esquematicamente a estrutura química das principais moléculas de polímeros sulfonados e acrílicos.

Figura 5 – Estrutura química dos polímeros: naftaleno (N), melamina (M) e poliácridato (PA)



Fonte: Collepari, M. (2003)

Estes aditivos, da mesma maneira que os plastificantes, são comercializados

em forma de pó ou como solução aquosa; entretanto, o segundo tipo é o mais indicado. O teor de sólidos destes superplastificantes em forma líquida pode estar entre 20 e 40%, e quando utilizados em pó, é recomendável a diluição do superplastificante em água antes de adicioná-lo ao concreto, com o intuito de facilitar sua dispersão (MARTINS, 2005).

Um detalhe importante quanto ao uso de aditivos superplastificantes que deve ser observado com muito cuidado é a sua dosagem. Por meio de ensaios de laboratório pode-se determinar a máxima dosagem, ou seja, aquela a partir da qual não se observam melhorias na fluidez da pasta de cimento. Este teor é conhecido como ponto de saturação. Adições acima deste teor podem causar efeitos negativos no concreto, como perda de fluidez com o tempo, retardo de pega e endurecimento e segregação excessiva (RAMACHANDRAN et al, 1998).

Hover (1998) afirma que é importante se usar a menor dosagem possível de aditivo, evidenciando assim a vantagem dos superplastificantes em comparação aos redutores de água de menor eficiência, como os plastificantes, os quais exigem uma adição maior para garantir a mesma trabalhabilidade que uma menor adição de superplastificante geraria.

Quanto as interações dos aditivos superplastificantes com o compósito de cimento, estas podem ser físicas ou químicas. O fenômeno físico engloba as interações que podem ser observadas em qualquer mistura aquosa de materiais relativamente inertes ( $\text{SiO}_2$ ,  $\text{CaCO}_3$ , etc.). Estas interações incluem adsorção física, repulsão eletrostática, repulsão estérica, entre outras. As interações químicas são aquelas que dependem da natureza reativa das partículas de cimento. São algumas delas: adsorção preferencial, adsorção química e reações químicas para formar novas fases hidratadas (RAMACHANDRAN et al., 1998; MARTINS, 2005).

Usualmente em concretos onde o aditivo superplastificante é utilizado como redutor de água, se observa uma redução da segregação e da exsudação, exceto quando o teor de adição é excessivo (YAMAMOTO e KOBAYASHI, 1986; ACI 212.4R-93, 1996; MAILVAGANAM, 1999).

O teor de ar incorporado em misturas com adição de superplastificante é, em geral, maior do que em concretos sem a adição, mas a maioria deste ar é perdida durante as operações de transporte e lançamento (RAMACHANDRAN et al., 1998; RAMACHANDRAN e MALHOTRA, 1984; MARTINS, 2005).

Os superplastificantes geralmente retardam os tempos de início e fim de pega

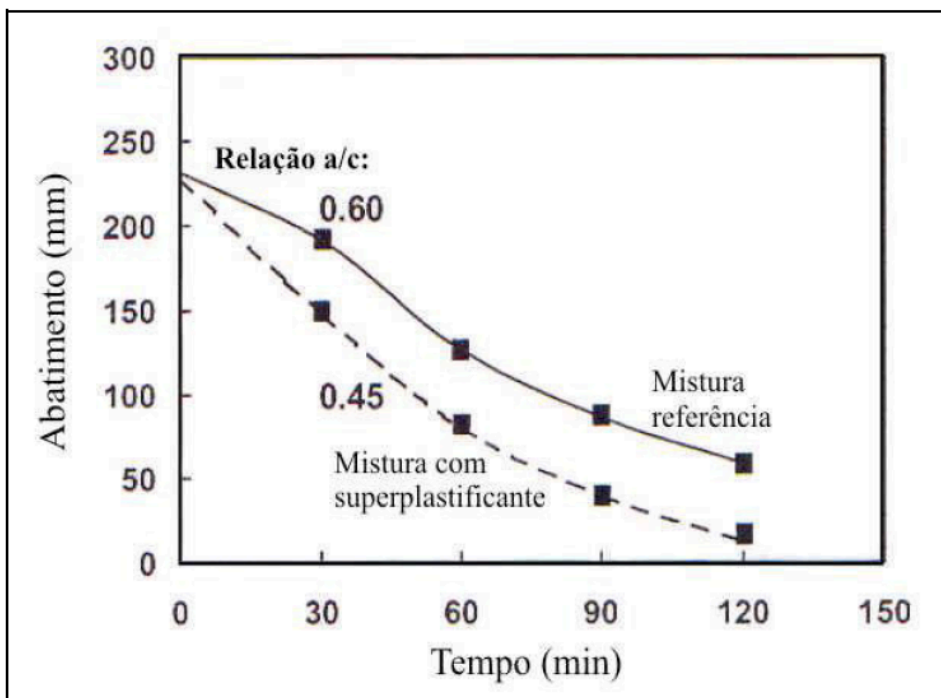
do concreto (JIANG e ROY, 1997; RAMACHANDRAN e MALHOTRA, 1984; MAILVAGANAM, 1999; JOLICOEUR et al., 2003). Ramachandran et al. (1998) afirmam que a intensidade do retardo depende do tipo e da dosagem do aditivo, do tipo de cimento e das temperaturas do concreto e do ambiente de dosagem e cura.

Juntamente com o fato da resina fenólica presente na areia de fundição, a qual será utilizada em um dos traços de concreto que virá a ser proposto neste trabalho, ser um composto hidrófobo, o que acredita-se que, por si só, poderia retardar a pega e a cura do concreto, o fato dos aditivos superplastificantes, em geral, também retardarem a pega do concreto reforça a necessidade do uso de um aditivo superplastificante acelerador de pega na mistura com areia de fundição.

Melhorar as características de fluidez do concreto é um dos maiores benefícios advindos do uso de superplastificantes. Entretanto, o aumento no abatimento alcançado inicialmente é perdido em um período relativamente curto, de aproximadamente 30 a 60 minutos e, em seguida, a consistência da mistura volta à original (RAMACHANDRAN e MALHOTRA, 1984; COLLEPARDI M., 2003, MARTINS, 2005). Collepardi, M. (2003) comenta que o ideal seria um concreto sem perda de abatimento por, no mínimo, 1 hora.

De modo geral, a perda de abatimento é maior em concretos que contém superplastificantes tradicionais, à base de naftaleno e melamina, por exemplo, do que em correspondentes misturas sem aditivos (MEYER e PERENCHIO, 1979; BONEN e SARKAR, 1995; CHAN, FENG e TSANG, 1996; COLLEPARDI, M., 2003). O gráfico 10 mostra a perda de abatimento a 20°C em misturas com e sem superplastificante, para o mesmo abatimento inicial. Neste caso, foi adicionado ao concreto 0,4% de sólidos de naftaleno em relação à massa de cimento

Gráfico 10 - Perda de abatimento a 20°C em misturas sem e com superplastificante, para o mesmo abatimento inicial



Fonte: Collepardi, M. (2003)

Os principais fatores que influenciam a perda de abatimento são: tipo de superplastificante, dosagem e instante da sua adição na mistura, tipo e consumo de cimento, relação a/c, condições climáticas, consistência inicial, presença de outros aditivos químicos ou adições minerais e procedimento de mistura, como tempo de mistura, tipo de betoneira e velocidade de mistura (BONEN e SARKAR, 1995; SPONHOLZ, 1998; MAILVAGANAM, 1999; MARTINS, 2005).

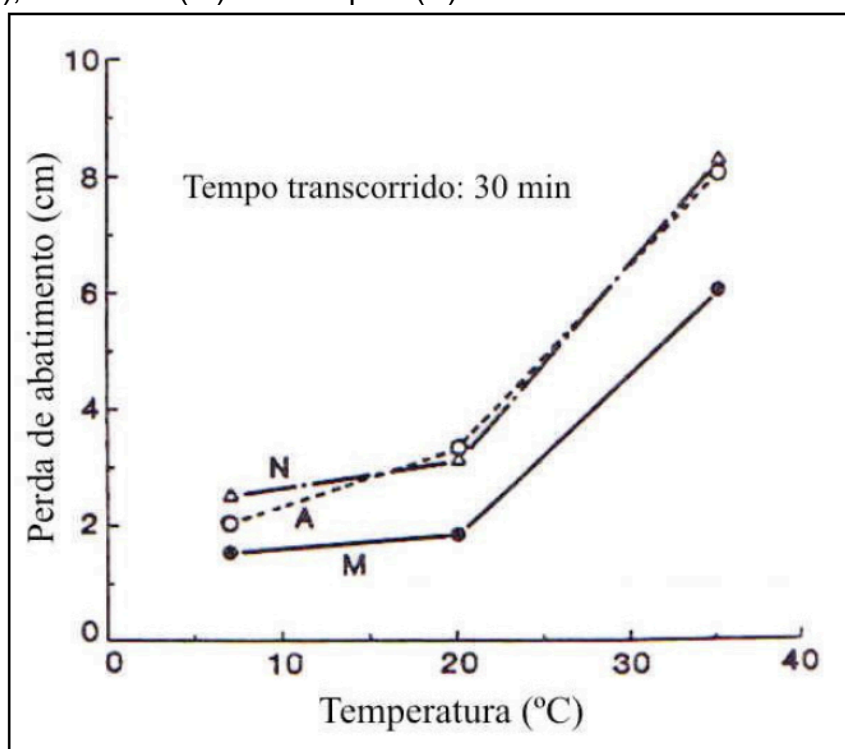
A respeito das características do superplastificante, pode-se dizer que a sua eficiência é melhorada conforme sua massa molecular é aumentada (AÏTCIN, JOLICOEUR e MACGREGOR, 1994; PAGÉ, NKINAMUBANZI e AÏTCIN, 2003). Quanto maior a dosagem de aditivo (até a máxima dosagem) e maior a quantidade de aditivo livre, ou seja, não absorvido pelas partículas de cimento, maior sua eficiência em termos de manutenção da trabalhabilidade.

Com relação ao cimento, quanto maior sua finura, maior a quantidade de aditivo necessário para melhorar a fluidez do concreto. Quanto aos parâmetros químicos do cimento que influenciam o desempenho dos superplastificantes, destaca-se o teor de C3A, teor de álcalis e a forma de sulfato de cálcio adicionado ao clínquer. Os álcalis aceleram as reações de hidratação e, portanto, a perda de trabalhabilidade (MARTINS, 2005).

Quando em níveis baixos, inferiores a 0,35, a relação a/c desempenha um papel importante, nestes casos a dosagem ótima de diversos superplastificantes é aumentada (CHAN, FENG e TSANG, 1996).

A temperatura desempenha um papel importante em concretos com superplastificantes, tanto na trabalhabilidade inicial quanto na manutenção dela. Em um estudo realizado por Yamamoto e Kobayashi (1986), resultados indicam que a perda de abatimento, medida 30 minutos após a adição do aditivo, quando a temperatura está entre 7 e 20°C, é pequena. Acima de 20°C, até a temperatura de 35°C, a qual trata-se do limite de mensuração no ensaio realizado, uma perda considerável de abatimento foi verificada, como podemos ver no gráfico 11.

Gráfico 11 – Perda de abatimento de concretos com superplastificantes à base de naftaleno (N), melamina (M) e aril alquila (A)



Fonte: Yamamoto e Kobayashi (1986)

Em geral, os efeitos dos superplastificantes no estado endurecido do concreto são os mesmos exercidos pelos plastificantes, só que mais intensos. Mantendo-se fixo o teor de cimento, a resistência aos 28 dias pode aumentar em 20% ou mais, o que permite uma redução no consumo de cimento sem alterar a resistência mecânica do concreto. Quando se deseja reduzir a relação a/c, a resistência à compressão aos 28 dias pode aumentar 25% ou mais (ACI 212.3R-91, 1996;

MARTINS, 2005).

Os superplastificantes são indicados na produção de concretos com resistência à compressão aos 28 dias superior a 41 MPa e são indispensáveis quando se requer uma resistência mínima de 69 MPa nessa idade (ACI 212.4R-93, 1996).

Adicionar todo o aditivo superplastificante ao concreto na central dosadora e se obter um abatimento elevado, o qual se mantivesse por um longo período de tempo, independente do tipo e consumo de cimento e da temperatura, seria o ideal. No entanto, sabe-se que este não é o desempenho que se tem na prática. Portanto, para a ação do superplastificante se potencializar em termos de abatimento inicial e se atenuar os efeitos da perda de abatimento, alguns métodos alternativos de adição do superplastificante são sugeridos (MARTINS, 2005).

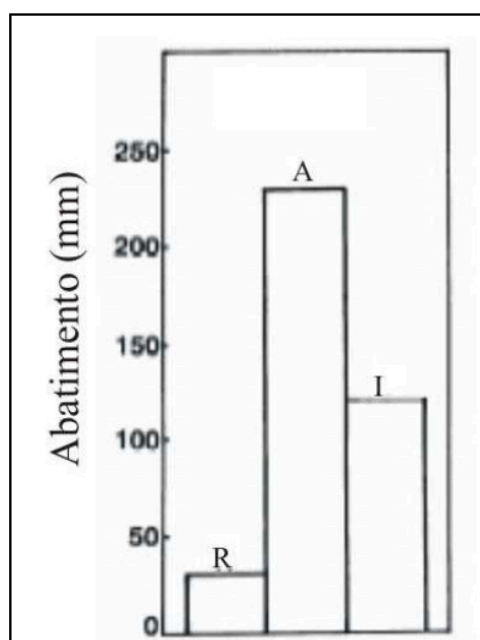
Quando se adiciona moléculas poliméricas de naftaleno e de melamina junto com a água, uma forte incorporação dessas moléculas poliméricas no sistema C3A-gesso ocorre, o que faz com que reste uma quantidade baixa de polímeros para realizar a dispersão do C3S e do C2S. Se a adição do superplastificante for um pouco depois da adição da água, as moléculas de H<sub>2</sub>O serão rapidamente absorvidas pelas partículas reativas do cimento e uma capa hidratada se formará sobre elas antes da adição do superplastificante, dessa forma, o C3S e o C2S poderão absorver mais moléculas de superplastificante para as suas dispersões. Portanto, fica claro a importância e a melhor eficiência da adição do aditivo superplastificante um pouco depois da adição da água no concreto (UCHIKAWA, SAWAKI e HANEHARA, 1995; COLLEPARDI, M., 1998; COLLEPARDI, S. et al, 1999; FLATT e HOUST, 2001; AIAD, 2003).

De acordo com Chiocchio e Paolini (1985 apud AIAD, 2003), o momento ótimo de adição do naftaleno e da melamina ao concreto é no início do período de dormência, ou seja, no início do período que precede a pega do concreto, quando se inicia a formação de etringite na superfície dos grãos de cimento. Uchikawa, Sawaki e Hanehara (1995) realizaram ensaios atrasando a adição do aditivo em apenas 30 segundos e encontraram resultados satisfatórios, principalmente com o uso do naftaleno. Zakka, Carrasquillo e Farbiarz (1989 apud AIAD, 2003) sugerem um atraso na adição do superplastificante de 5 a 15 minutos em relação à mistura do cimento com a água. Já Aiad, El-Aleem e El-Didamony (2002) e Aiad (2003), em seus estudos, chegaram a melhores resultados para atrasos de 10 a 15 minutos,



notando melhoras nas propriedades reológicas da pasta de cimento por períodos de tempo de até duas horas. A gráfico 12 mostra o efeito de diferentes métodos de adição de superplastificante à base de naftaleno sobre o abatimento inicial de concretos com uma mesma relação a/c. Dois tipos de adições são comparados à um concreto de referência (“R”), o qual não possui adição de superplastificante e sua relação a/c é 0,45. A mistura “A” trata-se de um concreto com adição de superplastificante atrasada em um minuto em relação a mistura do cimento com água e a mistura “I” se trata de um concreto com adição imediata de superplastificante.

Gráfico 12 – Efeito do método de adição do superplastificante à base de naftaleno no abatimento inicial do concreto



Fonte: Collepari, M. (1998)

Algumas centrais dosadoras de concreto usualmente adicionam um redutor de água à base de lignossulfonato no começo da mistura e o superplastificante ao final dela. Aïtcin (2000b) reforça o que foi dito anteriormente baseado em outras bibliografias, e explica os benefícios deste procedimento baseado no fato de que a adição das moléculas de superplastificante de forma retardada faz com que estas não compitam com o sulfato de cálcio para combinar com o C3A e, assim, praticamente todas irão contribuir na fluidificação da pasta de cimento.

## **2.6 Pó de quartzo e areia de quartzo**

A função do pó de quartzo e da areia de quartzo no concreto referência desenvolvido neste trabalho é puramente física, ou seja, desempenham o papel de agregado miúdo. Ambos tratam-se de materiais inertes e resistentes. Apesar de possuírem apenas efeito físico no compósito, seus papéis são de fundamental importância na obtenção do traço e no desempenho mecânico deste concreto, uma vez que ambos serão responsáveis por completar o encaixe granulométrico, garantindo assim um melhor empacotamento das partículas (elevado fator de empacotamento do concreto). Tanto o pó de quartzo quanto a areia de quartzo serão fornecidos por uma mineradora certificada quanto a qualidade e, portanto, são matérias que possuem seus índices e características físicas previamente mensurados e atestados pela empresa fornecedora. Dessa forma, dispensam certos ensaios prévios de caracterização, tanto para os cálculos de obtenção do traço do concreto, quanto para a certificação da qualidade do produto.

## **2.7 Concreto de pós reativos**

Em concretos de pós reativos destaca-se, entre outras características, o fato de se tratar de um material com o mínimo de defeitos, que utiliza partículas sólidas de pequenos diâmetros, variando entre 2mm e 0,5 $\mu$ m, o que proporciona uma mistura de alta densidade e com o mínimo de vazios.

Por esse motivo, desde a década de 1930 pesquisadores da área de materiais e concreto estudam métodos de dosagem que melhor representem esta característica. Atualmente, um dos métodos de dosagem que melhor entrega aos concretos de pós reativos a característica citada é o método do empacotamento.

Este método é explorado por vários pesquisadores, os quais propõem dosagens com pequenas diferenças entre si, sem fugir, é claro, da proposta base do método. Entre os pesquisadores que estudam esse método desde a década de 30 pode-se citar: Furnas (1931), Anderegg (1931) e Andreassen e Andersen (1930).

### **2.7.1 Método do empacotamento**

O método do empacotamento é um modelo que permite correlacionar o máximo empacotamento possível de materiais granulares secos, através do empilhamento de todos os grãos dos materiais um a um sem alterar a sua forma, com um procedimento físico de compactação dos grãos.

## **3 MATERIAIS E MÉTODOS**

Neste capítulo serão apresentados os materiais e métodos utilizados para a obtenção e avaliação dos compósitos de cimento propostos neste trabalho. Além disso, uma breve descrição de todos os materiais utilizados será apresentada. Pretende-se com isto, alcançar o objetivo principal deste trabalho, que é analisar a viabilidade mecânica do uso de areia de fundição em substituição à areia comum em micro concretos de alta performance.

### **3.1 Traço Pesquisado**

Na literatura foram encontradas várias pesquisas sobre concretos de pós reativos, entre estas, uma trata sobre análise experimental de concretos de pós reativos. Nesta pesquisa o autor utiliza, em suas dosagens, basicamente os mesmos materiais granulares que utilizar-se-á no concreto referência analisado neste trabalho. Esta pesquisa trata-se da tese de doutorado apresentada por Romel Dias Vanderlei em 2004 na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Sendo assim, dado que deste trabalho não objetiva analisar diferentes métodos de dosagem para encontrar um que melhor se adeque aos materiais utilizados, o traço a ser utilizado não será calculado através de um método de dosagem, mas sim baseado no traço desenvolvido por Vanderlei (2004) em seu trabalho.

O fato de se possuir, disponível para uso neste trabalho, a mesma areia e o mesmo pó de quartzo utilizados pelo pesquisador em questão, além de materiais semelhantes, como cimento CPV ARI, aditivo superplastificante de última geração e fibras de aço, foi um dos critérios mais preponderantes no momento da decisão de lançar mão de um traço desenvolvido por outro pesquisador em um outro trabalho

encontrado na literatura, pois apesar disso, a garantia de um traço de concreto com bom empacotamento dos grãos está assegurada por um método de dosagem já testado e comprovado, e que foi desenvolvido para praticamente os mesmos materiais utilizados neste trabalho.

Outra fator preponderante no momento de se optar por utilizar a dosagem proposta por Vanderlei (2004) em seu trabalho, foi o fato de no momento em que se substituir a areia quartzosa do concreto referência pela areia de fundição em 100%, estar-se-ia “caminhando” para o lado da segurança. Ou seja, o concreto referência deste trabalho utiliza praticamente os mesmo matérias granulares que o concreto dosado por Vanderlei (2004), portanto, salvo os pequenos desvios advindos do fato do cimento não ser da mesma marca e da areia e do pó de quartzo não serem do mesmo lote do que os do pesquisador, admite-se que o concreto referência tem o melhor empacotamento possível dos grãos segundo o método de dosagem adotado por Vanderlei (2004). Como a intenção é avaliar o ganho, ou não, de resistência do concreto ao se substituir 100% da areia quartzosa por areia de fundição, e ao fazer isso estar-se-ia alterando o perfeito empacotamento do concreto, devido ao fato da areia de fundição ser mais fina que a areia quartzosa, provavelmente como consequência ter-se-ia um concreto com resistências inferiores ao concreto referência (com melhor empacotamento). Portanto, obtendo-se ganho de resistência em relação ao referência, supostamente se saberá que isso foi advindo da areia de fundição.

Vanderlei (2004), em seu trabalho, lançou mão do método de dosagem proposto por Andreassen e Andersen (1930), o qual é um método de dosagem que busca o melhor empacotamento dos grãos, também conhecido como método do empacotamento.

Andreassen e Andersen (1930) propôs um modelo matemático simples de se aplicar, entretanto, de natureza semi-impírica. Esse modelo não requer nenhum fator de forma das partículas, o que pode ser uma vantagem, mas é necessário que elas apresentem formas similares. Alguns pesquisadores se opõem ao modelo de Andreassen e Andersen (1930), devido o fato dele admitir partículas infinitamente pequenas, o que não existe na realidade. Para solucionar esse problema Dinger e Funk (1992) combinaram a distribuição de Andreassen e Andersen e Furnas, criando a distribuição chamada de “Andreassen Modificado”, na qual o tamanho da menor partícula foi incorporado. Apesar do método de Andreassen Modificado ser mais

refinado, o método de Andreassen e Andersen, segundo relatos encontrados na literatura, é mais prático e fácil de ser desenvolvido, e bastante eficiente, dependendo dos materiais granulares utilizados, o que torna o seu emprego viável. Talvez por isso Vanderlei (2004), em seu trabalho, tenha optado por utilizar este método e não o método de Andreassen Modificado ou algum outro mais complexo.

A descrição completa do método de dosagem, do modelo matemático, e de todos os ensaios acessórios realizados até se chegar na dosagem final proposta por Vanderlei (2004) pode ser encontrada em seu trabalho.

Algumas pequenas modificações serão feitas no traço apresentado por Vanderlei (2004), após alguns ensaios acessórios, com o intuito de adaptá-lo às necessidades desse trabalho. As diferenças mais expressivas encontrar-se-ão no traço que utiliza como agregado areia de fundição, a qual substitui 100% da areia de quartzo presente no concreto referência. No entanto, o traço referência também apresentará algumas modificações, quanto à relação água/cimento, o não uso de sílica ativa, o uso de aditivo acelerador de pega, a marca do cimento e do superplastificante utilizados, bem como a marca e o tipo de fibras de aço, por exemplo. O compósito feito com areia de fundição diferenciar-se-á do proposto por Vanderlei (2004) pela granulometria e tipo da areia utilizada, pelo teor de superplastificante e sua marca, pela marca do cimento, pelo uso de aditivo acelerador de pega, pela relação água/cimento, pela ausência de sílica ativa na sua composição, pela marca e tipo de fibras de aço e pela não realização de pré-cura e cura térmica. A descrição das adaptações que serão feitas ao traço desenvolvido por Vanderlei (2004), para melhor adequá-lo aos concretos propostos neste trabalho, serão apresentadas nos próximos itens.

A tabela 7 apresenta a dosagem do concreto proposto por Vanderlei (2004), chamada por ele de M5.

Tabela 7 – Dosagem proposta por Vanderlei (2004)

| <b>Material</b>         | <b>Relação (em massa)</b> | <b>Consumo (kg/m<sup>3</sup>)</b> |
|-------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Cimento                 | 1                         | 848                               |
| Areia                   | 1.101                     | 933                               |
| Sílica Ativa            | 0.235                     | 209                               |
| Pó de Quartzo           | 0.246                     | 199                               |
| Superplastificante (3%) | 0.03                      | 25                                |
| Água                    | 0.18                      | 153                               |
| Fibras de Aço*          | 0.03                      | -                                 |

\*Fibras de aço apresentam sua relação em volume (3% em relação ao volume de cimento)

Fonte: Adaptado de Vanderlei (2004, p.83)

## 3.2 Materiais Utilizados

### 3.2.1 Areia

A areia utilizada para o concreto referência será a mesma utilizada por Vanderlei (2004) em seu trabalho, a qual é chamada por ele de *AREIA II*, e trata-se de uma areia fornecida pela Mineração Jundu, quem, por sua vez, a comercializa sob o nome de Areia Quartzosa Industrial AG – 50/60. Esta areia pode ser conferida na fotografia 1.

Fotografia 1 – Areia de quartzo (Areia Quartzosa Industrial AG – 50/60)



Fonte: Elaboração própria

Os boletins técnicos, com análises granulométrica e química dessa areia, foram fornecidos pela Mineração Jundu e são exatamente iguais aos apresentados pelo pesquisador em seu trabalho. Estes boletins são apresentados nas tabelas 8 e 9. O diâmetro médio dos grãos da areia é de 0,28mm, a massa unitária é 1,45kg/dm<sup>3</sup> (NBR NM 45:2006) e a massa específica é 2,64kg/dm<sup>3</sup> (NBR NM 52:2009). De acordo com a NBR 7211:2009, esta areia trata-se de uma areia muito fina.

Tabela 8 – Análise granulométrica da areia quartzosa

| <b>Peneira #(mm)</b>   | <b>%Retida</b> | <b>%Retida Acumulada</b> |
|--|----------------|--------------------------|
| #20 (0,850mm)  | 0,0            | 0,0                      |
| #30 (0,600mm)  | 0,4            | 0,4                      |
| #40 (0,425mm)  | 7,5            | 7,9                      |
| #50 (0,300mm)  | 29,1           | 37,0                     |
| #70 (0,212mm)  | 35,5           | 72,5                     |
| #100 (0,150mm)   | 20,4           | 92,9                     |
| #140 (0,106mm)   | 6,6            | 99,5                     |
| #200 (0,075mm)   | 0,4            | 99,9                     |
| #270 (0,053mm)   | 0,1            | 100,0                    |
| Fundo  | 0,0            | 100,0                    |
| Diâmetro máximo característico: $\phi_{\text{máx}} = 0,6\text{mm}$ |                |                          |
| Módulo de finura: MF = 1,303                                       |                |                          |
| Classificação: Areia Muito Fina (Zona 1)                           |                |                          |

Fonte: Adaptado de Mineração Jundu

Tabela 9 – Análise química da areia quartzosa

| <b>%Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b> | <b>%Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub></b> | <b>%TiO<sub>2</sub></b> | <b>%MnO<sub>2</sub></b> | <b>%ZrO<sub>2</sub></b> | <b>%P.F*</b> | <b>%SiO<sub>2</sub></b> | <b>pH</b> |
|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--------------|-------------------------|-----------|
| 0,25                                | 0,12                                | 0,055                   | 0,001                   | 0,013                   | 0,14         | 99,42                   | 6,7       |

\*P.F = perda ao fogo

Fonte: Adaptado de Mineração Jundu

A areia de fundição utilizada em um dos compósito de cimento estudados nesse trabalho é a fornecida pela Mineração Jundu sob o nome comercial de Areia Shell Molding J-90-E. Na fotografia 2 esta areia pode ser vista. A tabela 10 apresenta o boletim técnico, fornecido pela Mineração Jundu, com a análise granulométrica desta areia. Segundo a NBR 7211:2009, esta areia também é classificada como muito fina.

Fotografia 2 – Areia de fundição (Areia Shell Molding J-90-E)



Fonte: Elaboração própria

Tabela 10 – Análise granulométrica da areia de fundição

| Peneira #(mm)  | %Retida | %Retida Acumulada |
|--|---------|-------------------|
| #20 (0,850mm)  | 0,2     | 0,2               |
| #30 (0,600mm)  | 0,4     | 0,6               |
| #40 (0,425mm)  | 1,0     | 1,6               |
| #50 (0,300mm)  | 5,4     | 7,0               |
| #70 (0,212mm)  | 11,4    | 18,4              |
| #100 (0,150mm)   | 44,0    | 62,4              |
| #140 (0,106mm)   | 31,1    | 93,5              |
| #200 (0,075mm)   | 5,8     | 99,3              |
| #270 (0,053mm)   | 0,7     | 100,0             |
| Fundo  | 0,0     | 100,0             |
| Diâmetro máximo característico: $\phi_{\text{máx}} = 0,425\text{mm}$ |         |                   |
| Módulo de finura: MF = 0,70  |         |                   |
| Classificação: Areia Muito Fina (Zona 1)                             |         |                   |

Fonte: Adaptado de Mineração Jundu

### 3.2.2 Pó de Quartzo

O pó de quartzo utilizado nos concretos propostos neste trabalho é o mesmo utilizado por Vanderlei (2004) em sua pesquisa, e também foi fornecido pela



Mineração Jundu, que o comercializa sob o nome de Sílica Moída #325. A fotografia 3 apresenta o pó de quartzo.

Fotografia 3 – Pó de quartzo (Sílica Moída #325)



Fonte: Elaboração própria

Os boletins técnicos com as análises granulométrica e química do pó de quartzo foram concedidos pela Mineração Jundu e podem ser conferidos nas tabelas 11 e 12.

Tabela 11 – Análise granulométrica do pó de quartzo

| <b>Peneira #(mm)</b> | <b>%Retida</b> | <b>%Retida Acumulada</b> |
|----------------------|----------------|--------------------------|
| #100 (0,150mm)       | 0,00           | 0,00                     |
| #140 (0,106mm)       | 0,06           | 0,06                     |
| #200 (0,075mm)       | 0,45           | 0,51                     |
| #325 (0,045mm)       | 7,00           | 7,51                     |
| < #325 (0,045mm)     | 92,49          | 100,0                    |

Fonte: Adaptado Mineração Jundu

Tabela 12 – Análise química do pó de quartzo

| $\%Fe_2O_3$ | $\%Al_2O_3$ | $\%TiO_2$ | $\%P.F^*$ | $\%SiO_2$ |
|-------------|-------------|-----------|-----------|-----------|
| 0,25        | 0,057       | 0,02      | 0,11      | 99,73     |

\*P.F = perda ao fogo

Fonte: Adaptado de Mineração Jundu

Como a Mineração Jundu em sua análise granulométrica não analisa os grãos com diâmetros menores que 0,045mm, Vanderlei (2004) realizou o ensaio de granulometria por raio laser. Ele utilizou o aparelho da marca “CILAS” e seguiu o procedimento padrão para este equipamento. Seus resultados mostraram que 90% dos grãos da amostra apresentavam diâmetros menores que 37,37 $\mu$ m, 50% tinham diâmetros menores que 10,80 $\mu$ m e 10% possuíam diâmetros menores que 1,33 $\mu$ m.

Neste trabalho, o pó de quartzo substituirá a sílica ativa, ou seja, no traço proposto por Vanderlei (2004), a proporção de sílica ativa em relação a massa de cimento será somada à proporção de pó de quartzo, gerando uma nova proporção para este último, e caracterizando a primeira diferença entre às dosagens utilizadas neste trabalho e a dosagem utilizada pelo pesquisador em seu trabalho.

Essa decisão foi tomada baseada no fato da granulometria do pó de quartzo e da sílica ativa serem parecidas; portanto, o bom empacotamento do concreto não seria prejudicado. Além disso, o traço proposto pelo pesquisador, o qual será praticamente o mesmo adotado para o concreto referência, gerou concretos com resistências superiores a 200MPa, o que, para os corpos-de-prova utilizados neste trabalho, faria o equipamento usado para os ensaios de resistência extrapolar sua capacidade de carga, que é de 200kN. Assim, crendo que ao se retirar um material pozolânico da composição dos concretos se reduziriam suas respectivas resistências finais, e privando pela integridade do equipamento, assegurando que não ultrapasse seu limite de segurança, esse substituição será feita.

### 3.2.3 Cimento

Vanderlei (2004) usou em seus concretos cimento CPV ARI RS fabricado pela empresa CIMINAS S.A.

Neste trabalho será utilizado o cimento Portland de alta resistência inicial CPV ARI, o qual não possui adição mineral, fabricado pela empresa Cimento Cauê S.A e é comercializado sob o nome de Cauê CPV ARI Estrutura. A fotografia 4 apresenta

esse cimento. A empresa forneceu as propriedades físicas e químicas deste cimento, as quais são apresentadas nas tabelas 13, 14, 15 e 16.

Fotografia 4 – Cimento CPV ARI (Cauê CPV ARI Estrutura)



Fonte: Elaboração própria

Tabela 13 – Análise química do cimento

| Compostos                       | Tipo de Cimento |
|---------------------------------|-----------------|
|                                 | CPV ARI         |
| %Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 3,15            |
| %Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> | 5,19            |
| %SiO <sub>2</sub>               | 19,23           |
| %CaO                            | 64,67           |
| %MgO                            | 0,62            |
| %SO <sub>3</sub>                | 2,65            |
| %K <sub>2</sub> O               | 0,67            |
| %Na <sub>2</sub> O              | 0,02            |
| %CaO(livre)                     | 0,98            |
| %CO <sub>2</sub>                | 2,20            |
| %P.F*                           | 2,38            |

\*P.F = perda ao fogo

Fonte: Adaptado de Cimento Cauê S.A

Tabela 14 – Análise granulométrica do cimento

| <b>Peneira (µm)</b> | <b>%Retida</b> |
|---------------------|----------------|
| 37,79               | 0,00           |
| 31,01               | 0,10           |
| 25,46               | 1,06           |
| 20,90               | 3,90           |
| 17,15               | 8,29           |
| 14,08               | 11,45          |
| 11,55               | 12,20          |
| 9,48                | 11,27          |
| 7,78                | 9,69           |
| 6,39                | 8,04           |
| 5,24                | 6,38           |
| 4,30                | 5,21           |
| 3,53                | 4,47           |
| 2,90                | 4,23           |
| 2,38                | 4,12           |
| 1,95                | 3,92           |
| 1,60                | 3,23           |
| 1,32                | 2,02           |
| 0,50                | 0,42           |

Fonte: Adaptado de Cimento Cauê S.A

Este cimento apresenta granulometria muito parecida com a do cimento que foi utilizado por Vanderlei (2004) em seu trabalho.

Tabela 15 – Propriedades do cimento

| <b>Características e Propriedades</b> | <b>Unidade</b>     | <b>CPV ARI</b>     |      |
|---------------------------------------|--------------------|--------------------|------|
| Massa Específica                      | kg/dm <sup>3</sup> | 3,11               |      |
| Massa Unitária no Estado Solto        | kg/dm <sup>3</sup> | 1,02               |      |
| Finura                                | Resíduo #200       | %                  | 0,14 |
|                                       | Resíduo #325       | %                  | 2,52 |
|                                       | Sup. Esp. Blaine   | cm <sup>2</sup> /g | 5330 |
| Tempo de Pega                         | Início             | min                | 160  |
|                                       | Fim                | min                | 265  |
| Resistência à compressão (fcj)        | 1 dia              | Mpa                | 27   |
|                                       | 3 dias             | Mpa                | 37   |
|                                       | 7 dias             | Mpa                | 42   |
|                                       | 28 dias            | Mpa                | 48   |

Fonte: Adaptado de Cimento Cauê S.A

Tabela 16 – Composição do cimento

| <b>Compostos</b>  | <b>CPV ARI (%)</b> |
|-------------------|--------------------|
| Clínquer          | 90,30              |
| Escória           | -                  |
| Sulfato de Cálcio | 4,46               |
| Fíler de Calcário | 5,24               |

Fonte: Adaptado de Cimento Cauê S.A

Analisando a tabela 17, pode-se ver que este cimento não possui adição mineral, o que diferencia os cimentos CPV ARI dos cimentos CPV ARI RS. O cimento utilizado por Vanderlei (2004) possuía 29,61% de adição mineral (escória).

### 3.2.4 Aditivo Superplastificante

Vanderlei (2004) fez uso do aditivo superplastificante conhecido comercialmente como Glenium 51, o qual é fabricado pela empresa Master Builders Technologies – MTB, do grupo BASF. Este superplastificante, segundo o manual do produto, trata-se de um superplastificante de 3ª geração à base de policarboxilatos. É um líquido viscoso de cor marrom, isento de cloretos, que atende às prescrições da norma ASTM C494 e da NBR 11768:2011 como um superplastificante tipo A e F e P e SP, respectivamente, além da norma ASTM C1017. É compatível com todos os cimentos que atendem a norma ASTM 150. Sua massa específica está entre 1,067g/cm<sup>3</sup> e 1,107g/cm<sup>3</sup>, pH de 5 à 7, viscosidade de 95 à 160 cps à 20°C e teor de sólidos entre 28,5% à 31,5%.

Nos concretos desenvolvidos nesse trabalho será utilizado o aditivo superplastificante conhecido comercialmente como ADVA CAST 585, o qual é fabricado pela empresa W. R. Grace & Co., e pode ser visto na fotografia 5. Este superplastificante, segundo o fabricante, trata-se de um superplastificante de 3ª geração à base de policarboxilatos. É um líquido viscoso de cor alaranjada, isento de cloretos, e atende às prescrições da norma ASTM C494 como um superplastificante tipo A e F. Esse superplastificante também atende a NBR 11768:2011 – Tipo SP II/N/A/R. Sua massa específica está entre 1,055g/cm<sup>3</sup> e 1,105g/cm<sup>3</sup> (normalmente igual a 1,06 g/cm<sup>3</sup>), pH de 3 à 6, e teor de sólidos igual a 38%.

Fotografia 5 – Aditivo superplastificante (ADVA CAST 585)



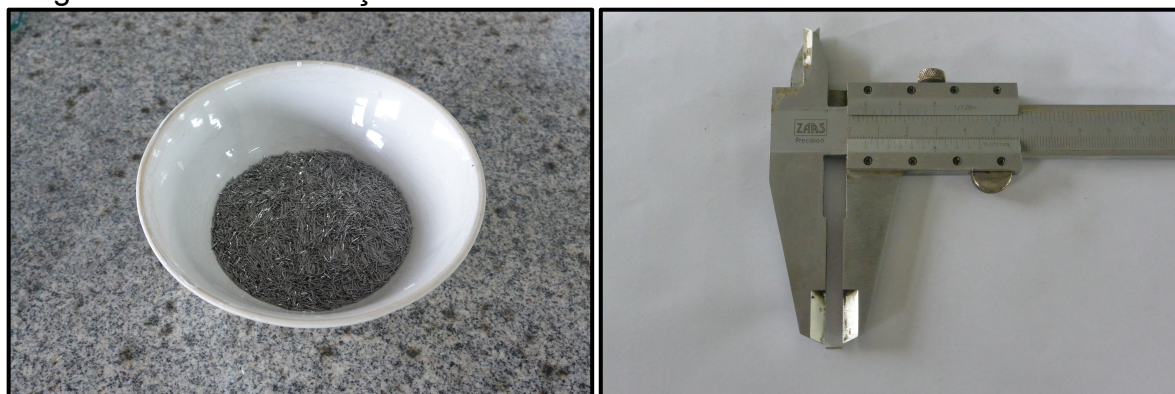
Fonte: Elaboração própria

### 3.2.5 Fibras de Aço

As fibras metálicas utilizadas por Vanderlei (2004) em seus concretos tinham comprimento igual a 13mm, diâmetro de 0,15mm e formato reto. Essas fibras foram fornecidas pela empresa Belgo Bekaert Arames S.A.

Nos concretos estudados neste trabalho serão utilizadas as fibras de aço fabricadas pela empresa KrampHarex GmbH & Co., as quais foram doadas pela COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da UFRJ, e podem ser conferidas na fotografia 6. As características geométricas, bem como a resistência à tração e o ponto de fusão das fibras podem ser conferidos na tabela 17.

Fotografia 6 – Fibras de aço



Fonte: Elaboração própria

Tabela 17 – Características das fibras de aço

| <b>Característica</b>      | <b>Fibra de aço</b> |
|----------------------------|---------------------|
| Comprimento (mm)           | 6 ± 1               |
| Diâmetro (mm)              | 0,16 ± 0,03         |
| Fator de Forma (l/d)       | 37,5                |
| Ponto de Fusão (°C)        | 1500                |
| Resistência à tração (MPa) | 2200                |

Fonte: Adaptado de KrampeHarex GmbH & Co.

A partir da tabela 18, analisando o ponto de fusão das fibras, constata-se que as mesmas não passarão do estado sólido para o estado líquido ao serem aquecidas durante o processo de consolidação dos corpos-de-prova moldados com areia de fundição.

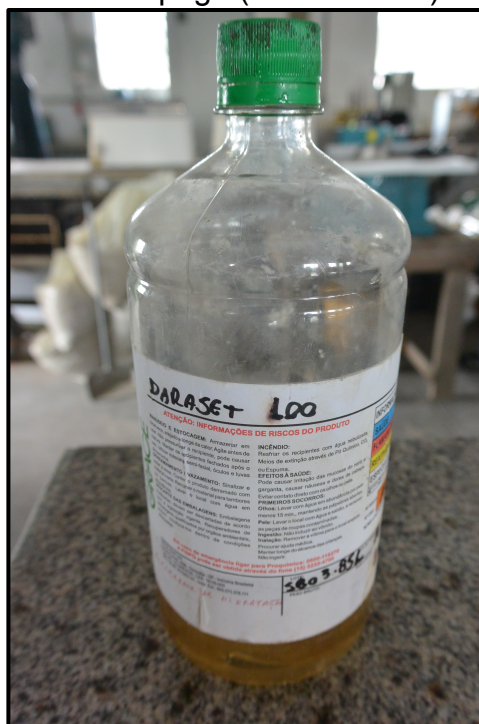
### 3.2.6 Acelerador de Pega

Vanderlei (2004) não faz uso de aditivo acelerador de pega em seus concretos, porém, como citado anteriormente no item 2.2.1, espera-se um possível retardo da pega no concreto com areia de fundição, devido à resina fenólica presente nesta areia.

Por este motivo será utilizado aditivo acelerador de pega no concreto com areia de fundição, e, para manter os parâmetros de dosagem semelhantes, o mesmo aditivo será também utilizado no concreto referência.

Será utilizado o aditivo acelerador de pega conhecido comercialmente como DaraSet 100, o qual é fabricado pela empresa W. R. Grace & Co., mesma fabricante do aditivo superplastificante. A fotografia 7 apresenta o aditivo acelerador de pega. Segundo o fabricante, este aditivo é isento de cloretos, trata-se de um líquido que pode variar de incolor a amarelo e atende a NBR 11768:2011 – AP. Sua massa específica está entre 1,360g/cm<sup>3</sup> e 1,400g/cm<sup>3</sup>.

Fotografia 7 – Aditivo acelerador de pega (DaraSet 100)



Fonte: Elaboração própria

### 3.3 Pré análise

Neste trabalho, alguns ensaios prévios, os quais serão descritos nos itens a seguir, foram realizados, com o intuito de analisar a compatibilidade da dosagem proposta por Vanderlei (2004) com os concretos estudados neste trabalho, especialmente com o compósito que faz uso de areia de fundição, o qual apresenta algumas restrições e variantes advindas do uso desta areia.

#### 3.3.1 Relação Água/Cimento e Teor de Superplastificante

Vanderlei (2004) realizou ensaios de resistência à compressão axial para estudar a influência da relação água/cimento na resistência do concreto, e utilizou este estudo para determinar a relação água/cimento que utilizaria em seus concretos. Em seus ensaios, foram analisados três valores de relação água/cimento: 0,16; 0,18 e 0,20. Além disso, o pesquisador aplicou para cada relação água/cimento quatro tipos de cura: cura úmida a temperatura ambiente ( $\pm 23^{\circ}\text{C}$ ) e curas térmicas a temperaturas de  $60^{\circ}\text{C}$ ,  $80^{\circ}\text{C}$  e  $100^{\circ}\text{C}$ .



Apesar dos melhores valores de resistência à compressão terem sido atingidos com relação água/cimento igual à 0,20, o pesquisador adotou relação água/cimento igual à 0,18 para suas dosagens.

Baseado nisso, adotar-se-á relação água/cimento de 0,20 para os concretos desenvolvidos neste trabalho.

Quanto ao teor de superplastificante, o pesquisador adotou 3% em relação à massa de cimento, apesar de na dosagem inicial ter sido calculado 2% de teor de superplastificante em relação à massa de cimento. O pesquisador provavelmente adotou 3% para poder reduzir a relação água/cimento minimamente, de 0,216 para patamares como 0,18 ou 0,20, como o fez em seu trabalho.

Seguindo a proposta do pesquisador, adotar-se-á teor de superplastificante de 3% em relação à massa de cimento para o concreto referência. Como o aditivo superplastificante que será utilizado possui 38% de teor de sólidos, a relação água/cimento real ficará em 0,22 e o teor de sólidos em 1,14%.

Quanto ao concreto que faz uso de areia de fundição, este mostrou não atingir consistência adequada com a mesma relação água/cimento e o mesmo teor de superplastificante que o concreto referência, como pode ser visto na fotografia 8. Por este motivo, um ensaio de determinação do índice de consistência foi realizado.

Fotografia 8 – Concreto com areia de fundição ( $a/c=0,20$ ; superplast.=3%;  $a/c$  real=0,22)



Fonte: Elaboração Própria

O ensaio de determinação do índice de consistência do concreto com areia de fundição foi realizado segundo a NBR 13276:2005. Este ensaio, em sua totalidade, consistiu em iniciar a mistura do concreto com relação água/cimento igual à 0,20 e teor de sólidos igual à 3% (teor de superplastificante igual à 8%) e ir aumentando o teor de sólidos de 1 em 1% até que se chegasse a um índice de consistência semelhante ao do concreto referência, o qual tratava-se de 190mm de espalhamento. Com 8% de teor de sólidos (21% de teor de superplastificante) e 0,20 de relação água/cimento (0,33 de relação água/cimento real) chegou-se a um índice de consistência igual à 188mm. Portanto, adotou-se esse teor de superplastificante para o concreto com areia de fundição.

Assim, baseado no ensaio acessório realizado, o teor de superplastificante que se adotará para o concreto com areia de fundição será igual à 21%. O que gerará relação água/cimento real igual à 0,33 e teor de sólidos igual à 8%.

As fotografias 9 e 10 mostram, respectivamente, o espalhamento final do concreto referência e do concreto com areia de fundição (com 21% de teor de superplastificante).

Fotografia 9 – Espalhamento do concreto referência (a/c=0,20; superplast.=3%; a/c real=0,22)



Fonte: Elaboração própria

Fotografia 10 – Espalhamento do concreto com areia de fundição (a/c=0,20; superplast.=21%; a/c real=0,33)



Fonte: Elaboração própria

### 3.3.2 Pré Cura Térmica

No trabalho de Vanderlei (2004), a pré cura térmica consiste no intervalo de tempo entre o início da hidratação do cimento até o início da cura térmica, ou seja, o tempo contado a partir da inclusão da água de amassamento na mistura do concreto até o início do aquecimento da água utilizada para realizar a cura térmica.

O pesquisador realizou um ensaio para determinar a influência do tempo de pré cura térmica na resistência à compressão dos seus concretos aos 28 dias. O pesquisador analisou os seguintes tempos de pré cura térmica: 6h e 30min; 24h; 48h e 72h. Todos os concretos analisados nesse ensaio passaram por cura térmica a 80°C com duração de 16 horas após seus respectivos tempos de pré cura térmica.

A pré cura térmica, adotada pelo pesquisador, consistiu em manter os corpos-de-prova com proteção úmida na superfície por 24 horas, quando eram então desmoldados e levados à câmara úmida, onde permaneciam até o instante da cura térmica. Os concretos com tempo de pré cura térmica igual a 6h e 30 min e 24h receberam apenas proteção úmida na superfície, e não foram levados à câmara úmida, pois suas curas térmicas iniciaram, respectivamente, antes e logo após suas desmoldagens.

Os ensaios do pesquisador mostraram que as maiores resistências foram alcançadas com tempo de pré cura térmica de 72 horas, mas a diferença entre os resultados com 48 horas e 72 horas foram menores que 2%. Baseado nisso o pesquisador adotou o tempo de pré cura térmica de 48 horas para seus concretos.

Por uma questão de conveniência, o mesmo tempo de pré cura térmica (48 horas) adotado pelo pesquisador será adotado para o concreto referência desenvolvido neste trabalho. Devido ao fato da câmara úmida do laboratório de materiais de construção civil da Universidade Federal do Pampa ainda não estar em funcionamento, a pré cura térmica adotada neste trabalho consistirá em manter os corpos-de-prova com proteção úmida na superfície pelas primeiras 24 horas, quando serão então desmoldados e envoltos em pano úmido, e serão mantidos assim até o momento da cura térmica, conforme pode ser visto na fotografia 11.

Fotografia 11 – Pré cura térmica: a) corpos-de-prova com proteção úmida na superfície, b) corpos-de-prova envoltos em pano úmido

a)



b)



Fonte: Elaboração própria

Quanto ao concreto com areia de fundição, no entanto, moldagens prévias, feitas para avaliar o seu comportamento geral, provaram que o mesmo apresenta retardo da pega, provavelmente causado pela resina fenólica. Além disso, estas moldagens mostraram que o teor de acelerador de pega igual a 1%, o qual foi adotado para ambas as dosagens, não foi capaz de compensar completamente esse retardo da pega. Concretos com areia de fundição que foram submetidos a pré cura térmica por 48 horas não apresentaram coesão suficiente para serem desmoldados após 24 horas, tampouco após 48 horas (ao fim da pré cura térmica). Ao fim da pré cura térmica, esses concretos aparentavam ainda estar muito úmidos, com muita água intersticial retida em seus interiores a ser ainda exsudada. Isso causou, provavelmente, outros dois problemas, um deles ocorreu durante o período de cura térmica, e, portanto, será explicado no item 3.3.3 (Cura Térmica).

Além do retardo da desforma, um dos problemas causados, provavelmente, pela excesso de água intersticial remanescente neste concreto, foi a criação de tensões internas nos corpos-de-prova no momento em que estes foram aquecidos a temperaturas por volta de 300°C com a finalidade de consolidar a areia de fundição. Ao aquecer os corpos-de-prova a estas temperaturas, houve, possivelmente, um grande fluxo de vapor d'água do seus interiores para o exterior, causando tensões internas que originaram graves fissuras, fissuras estas, suficientes para comprometerem as resistências finais dos corpos-de-prova. Algumas corpos-de-prova até mesmo quebraram no interior do forno Mufla, como pode ser visto na fotografia 12. As fissuras causadas nos corpos-de-prova podem ser conferidas na fotografia 13.

Fotografia 12 – Amostras quebradas no interior do forno



Fonte: Elaboração própria

Fotografia 13 – Fissuras provocadas nas amostras devido ao fluxo de vapor: a) fissuras longitudinais; b) fissura transversal

a)



b)



Fonte: Elaboração própria

Fundamentado nisso, optar-se-á por não submeter o concreto com areia de fundição a pré cura térmica, na tentativa de se ter um compósito coeso e seco no momento do aquecimento no forno Mufla, evitando, assim, a criação de tensões internas.

### **3.3.3 Cura Térmica**

No trabalho de Vanderlei (2004), a cura térmica resume-se em, logo após o fim da pré cura térmica, submergir os corpos-de-prova em água, a qual é aquecida gradualmente até atingir a temperatura desejada, e mantida constante por um determinado período de tempo. Logo em seguida faz-se o resfriamento até a temperatura ambiente. O tempo de cura térmica corresponde ao período compreendido entre o início do aquecimento até o fim do resfriamento da água. O mesmo processo será adotado para o concreto referência elaborado neste trabalho.

O pesquisador realizou ensaios para avaliar a influência do tempo e da temperatura da cura térmica na resistência à compressão de seus concretos. O mesmo avaliou as seguintes temperaturas de cura térmica: 60°C, 80°C e 100°C. E os seguintes tempos de cura térmica: 16h, 24h e 48h. Apesar dos melhores resultados de resistência à compressão terem sido obtidos com cura térmica a 100°C e tempo de permanência igual a 48 horas, o pesquisador adotou cura térmica a 80°C por 24 horas, para seus concretos, provavelmente por uma questão de conveniência, pois menores temperaturas da água no banho Maria geram menor evaporação, conseqüentemente, o intervalo entre as vistórias para repor água no banho são maiores, além disso, a diferença entre os ganhos de resistência à compressão obtidos pelo pesquisador com temperaturas de 80°C e 100°C, e tempos de permanência de 24 e 48 horas, foi pequena. Para o concreto referência desenvolvido neste trabalho, no entanto, será adotada cura térmica a 100°C por 48 horas, dado que foi a combinação que gerou melhores resultados.

Como citado no item 3.3.2, outro problema advindo, provavelmente, do excesso de água intersticial remanente no interior dos concretos com areia de fundição, manifestou-se no momento da cura térmica de corpos-de-prova moldados com este concreto durante ensaios prévios feitos para analisar o comportamento dos mesmos quando submetidos a cura térmica. No momento em que os corpos-de-

prova foram colocados em banho Maria, estes ainda estavam muito úmidos, o que pode ter uma relação com o fato dos corpos-de-prova terem começado a se desintegrar momentos após a água ter atingido 100°C. Ao fim do período de cura térmica, os corpos-de-prova já se apresentavam totalmente desintegrados, como pode ser visto na fotografia 14. Isso pode ter ocorrido pelo fato das forças internas do concreto, advindas, principalmente, do travamento gerado pelas espículas das etringitas, que mantêm o concreto coeso e na forma que foi moldado, não terem sido suficientes para manterem a integridade física do mesmo, o qual, frente ao calor do meio, dissolveu-se em solução aquosa.

Fotografia 14 – Amostras desintegradas no banho Maria: a) aparência da água do banho Maria ao fim da cura térmica; b) corpos-de-prova desintegrados

a)



b)



Fonte: Elaboração própria



Por causa disso, optar-se-á por não aplicar nenhum tipo de cura térmica ou úmida ao concreto com areia de fundição, pois mesmo sem a adoção de pré cura térmica, não se tem 100% de certeza que os mesmos estarão secos e coesos no momento de serem submetidos à cura térmica. E mesmo que totalmente secos, ou seja, completamente livres da água intersticial residual, o que, diga-se de passagem, é impossível para essa idade, não se tem certeza que estes não se desintegrariam mesmo assim no banho Maria, dado o fato de não se ter garantias que foi a aparente umidade excessiva dos corpos-de-prova a principal causadora dessa desintegração.

Além disso, a não adoção dos processos de pré cura térmica e cura térmica para o concreto com areia de fundição, leva, também, a pesquisa para o lado da segurança. Dado que, para concretos normais, esses processos tendem a aumentar a resistência final do compósito, se resistências maiores forem alcançadas com o compósito com areia de fundição, poder-se-á ter mais certeza que essa contribuição é advinda da areia.

#### **3.3.4 Temperatura da Água de Amassamento**

Vanderlei (2004) realizou ensaios para avaliar a influência da temperatura da água de amassamento na resistência à compressão aos 28 dias dos concretos analisados. O pesquisador analisou concretos feitos com água a temperatura ambiente, que variava entre 20°C e 25°C; e concretos feitos com água resfriada, a qual estava entre 1°C e 6°C. Ambas as águas utilizadas eram provenientes do sistema de abastecimento de água do laboratório que o pesquisador utilizou.

As melhores resistências foram alcançadas utilizando água resfriada. Portanto, para os concretos desenvolvidos neste trabalho, utilizar-se-á água de amassamento proveniente do sistema de abastecimento de água do laboratório de materiais de construção civil da Universidade Federal do Pampa, resfriada entre 1°C e 6°C

### **3.3.5 Teor de Fibras de Aço**

Apesar de neste trabalho serem empregadas fibras de aço diferentes das utilizadas por Vanderlei (2004), basear-se-á no fato de que o mesmo alcançou a melhor resistência à compressão e à tração na flexão, sem comprometer a trabalhabilidade do concreto, com a adição de 3% de fibras em relação ao volume de cimento, e se laçará mão do mesmo teor de fibras (3%) para os concretos estudados.

### **3.3.6 Mistura e Moldagem**

Neste trabalho, basear-se-á, principalmente, nos procedimentos de mistura e moldagem sugeridos por Formagini (2005). No entanto, análises feitas por outros pesquisadores quanto a estes processos também serão levadas em consideração para a determinação do processo de mistura e moldagem adotado para os concretos estudados neste trabalho.

O processo de mistura dos materiais nas devidas proporções, iniciar-se-á com a pré-mistura de todos os materiais secos em uma argamassadeira eletromecânica automática com duas velocidades de movimento planetário e capacidade máxima para 5 litros, até que se alcance uma boa homogeneidade, esse processo levará cerca de um minuto e meio, como sugerido por Vanderlei e Giongo (2006) e Formagini (2005). Logo em seguida, metade da água de amassamento, a qual deverá estar entre 1°C e 6°C, como recomendado por Yamamoto e Kobayashi (1986) e Vanderlei (2004), junto com metade do superplastificante, serão paulatinamente adicionados à mistura; sete minutos após essa adição, a outra metade da água deverá ser adicionada; e, outros sete minutos depois da adição da segunda metade da água, a outra metade do superplastificante será adicionada. As fibras de aço serão adicionadas cerca de três minutos após a adição final do superplastificante (segunda metade do superplastificante), quando, provavelmente, obter-se-á a consistência desejada da matriz. Todo o processo de mistura dos materiais até a obtenção final do compósito almejado levará cerca de 22 minutos. O processo de mistura será repetido 4 vezes para se obter a quantidade de concreto necessária para moldar todos os corpos-de-prova, devido às limitações volumétricas

da argamassadeira. Os materiais separados para cada moldagem podem ser conferidos na fotografia 15.

Fotografia 15 – Materiais separados para as moldagens



Fonte: Elaboração própria

Quanto a moldagem dos corpos-de-prova, esta será feita com o auxílio de uma bisnaga, semelhante à apresentada na fotografia 16, a qual simulará o bombeamento do concreto através de tubos e, portanto, ajudará no alinhamento das fibras de aço (VANDERLEI e GIONGO, 2006; GRÜNEWALD, 2012). O concreto será lentamente injetado nas fôrmas, afim de permitir um melhor adensamento do material. Além disso, energia de compactação, através de soquete, será aplicada sobre o compósito nas fôrmas durante a moldagem, com a finalidade de melhorar a compactação e eliminar ao máximo o ar incorporado na matriz.

Fotografia 16 – Bisnaga para moldagem



Fonte: Elaboração própria

Momentos do processo de mistura podem ser conferidos na fotografia 17.

Fotografia 17 – Momentos do processo de mistura

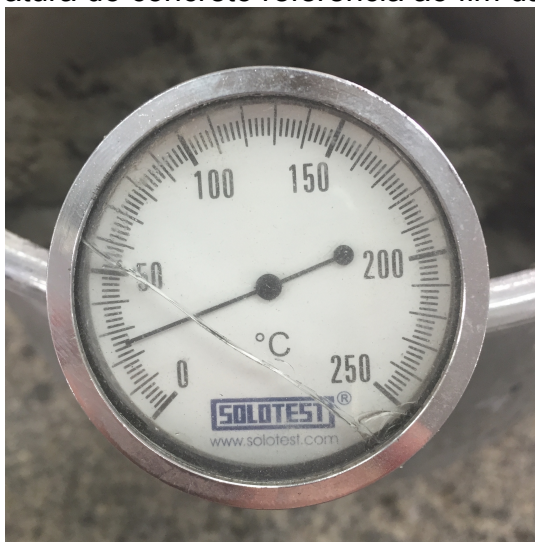


Fonte: Elaboração própria

As misturas e moldagens serão realizadas em um ambiente climatizado a uma temperatura entre 18°C e 20°C. A umidade relativa do ambiente não será controlada, porém mensurada durante cada mistura e moldagem.

Ao fim de algumas misturas prévias, as temperaturas dos concretos foram mensuradas. Segundo relatos encontrados na literatura quanto a relação entre trabalhabilidade e temperatura, a trabalhabilidade ótima do concreto é encontrada na faixa entre 18°C e 28°C. As temperaturas ao fim das misturas, encontradas para os concretos analisados neste trabalho, foram em torno de 25°C, como pode ser conferido nas fotografias 18 e 19.

Fotografia 18 – Temperatura do concreto referência ao fim da mistura



Fonte: Elaboração própria

Fotografia 19 – Temperatura do concreto com areia de fundição ao fim da mistura



Fonte: Elaboração própria

### **3.3.7 Adensamento**

O adensamento dos corpos-de-prova, após a moldagem, acontecerá em mesa de adensamento por queda, com altura de queda igual a 15mm e frequência de queda igual a 1 queda por segundo. O tempo de adensamento será de 150 segundos, portanto, 150 quedas, sendo esta a energia necessária para que, visualmente, o ar incorporado nos concretos parasse de ser expelido.

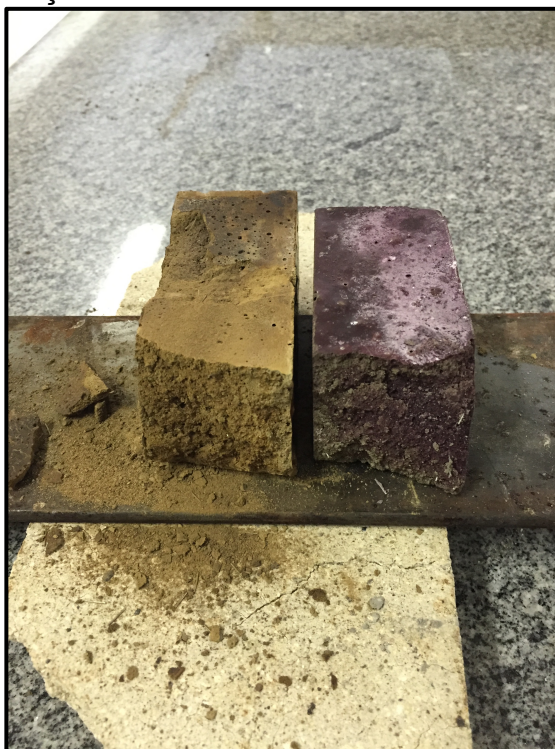
### **3.3.8 Tempo e temperatura para consolidação da areia de fundição**

Ensaio prévios determinaram a temperatura do forno Mufla e o tempo pelo qual os corpos-de-prova moldados com concreto com areia de fundição precisavam ficar em seu interior, sob essa temperatura, para que a areia fosse completamente consolidada. Esses ensaios foram realizados com corpos-de-prova que não passaram por nenhum processo especial de cura, ou seja, foram curados a temperatura ambiente e sem proteção úmida.

Os corpos-de-prova foram colocados no forno Mufla, o qual estava a temperatura ambiente, e foram então aquecidos até temperaturas que variaram de 230°C até 300°C por períodos de tempo variando entre 10 e 30 minutos. Este período de tempo corresponde ao período durante o qual as amostras ficavam efetivamente expostas à máxima temperatura, ou seja, o período de tempo que eram mantidas no forno Mufla após este estabilizar na temperatura máxima. A rampa de aquecimento de todos os ensaios foi fixada em 6°C/min.

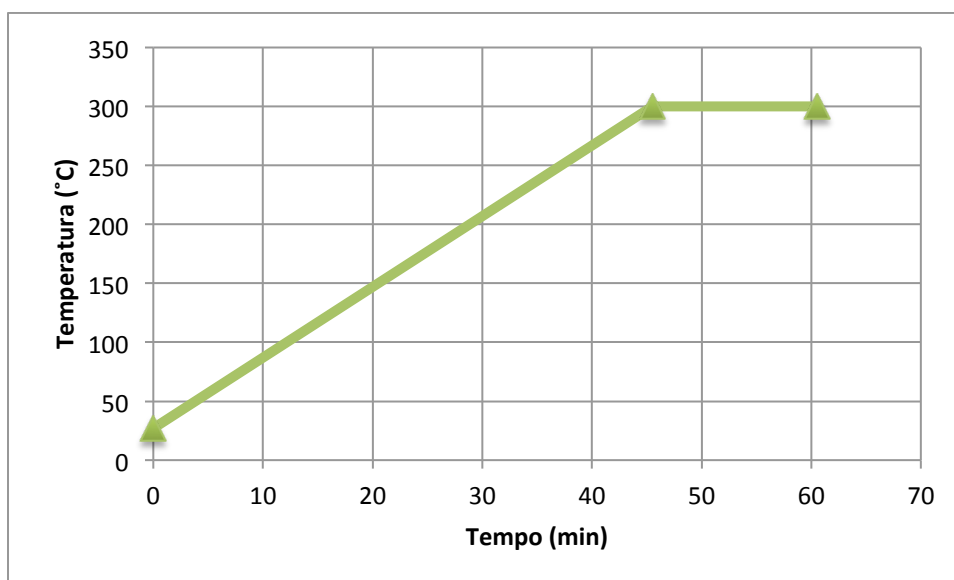
Os corpos-de-prova que apresentaram, aparentemente, melhores resultados de consolidação da areia de fundição foram os submetidos à temperatura de 300°C por 15 minutos. Na fotografia 20 pode ser observada a aparência dos corpos-de-prova antes (corpo-de-prova da direita) e depois (corpo-de-prova da esquerda) de serem submetidos ao processo de consolidação da areia. O gráfico de temperatura x tempo, que descreve o processo de consolidação dos corpos-de-prova moldados com areia de fundição, pode ser visto a seguir. No gráfico fica fácil de visualizar a rampa de aquecimento, à qual os corpos-de-prova foram submetidos, e o período de tempo pelo qual foram mantidos sob a temperatura de 300°C.

Fotografia 20 – aparência dos corpos-de-prova antes e depois de serem submetidos ao processo de consolidação da areia



Fonte: Elaboração própria

Gráfico 13 – Gráfico de temperatura x tempo



Fonte: Elaboração própria

Baseado nos resultados obtidos nestes ensaios prévios, os corpos-de-prova que serão moldados com concreto com areia de fundição para análises de resistência à compressão e à tração na flexão serão submetidos à processo de

aquecimento em forno Mufla a 300°C por 15 minutos, exatamente como as amostras que apresentaram melhores resultados durante os teste preliminares.

Outro ponto que deve ser salientado é em que momento estes corpos-de-prova serão submetidos a este processo de aquecimento. Como nada na literatura foi encontrado, e ensaios específicos para determinar se este processo tem ou não alguma interferência no ganho de resistência deste compósito ao longo do tempo, optar-se-á por submeter as amostras a este processo de aquecimento horas antes dos ensaios de resistência à compressão e à flexão, permitindo assim que os compósitos sigam ganhando resistência até o momento de serem ensaiados, exatamente como acontece com o concreto referência. Dessa maneira se garante que ambos os concretos passem pelo mesmo períodos de ganho de resistência sob condições semelhantes até o momento de seus respectivos ensaios.

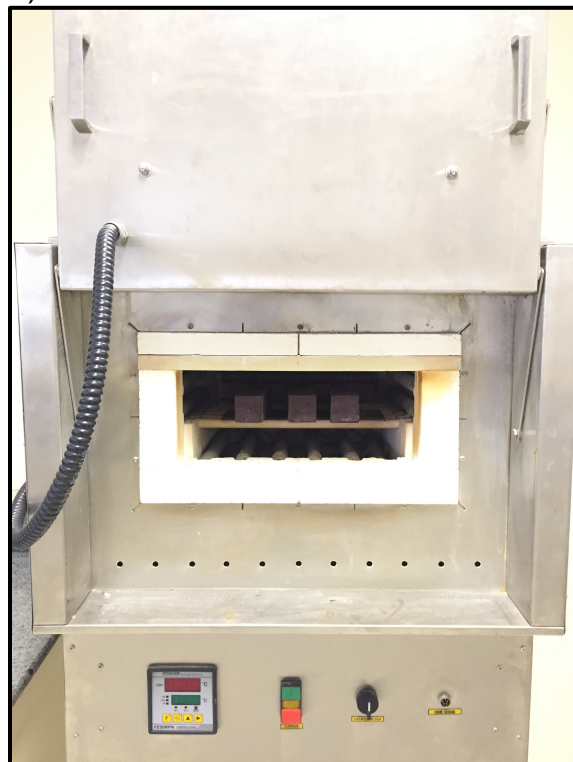
A fotografia a seguir mostra o forno Mufla utilizado e a forma como os corpos-de-prova foram arranjados em seu interior.

Fotografia 21 – a) Forno Mufla; b) Arranjo dos corpos-de-prova no interior do Forno Mufla

a)



b)



Fonte: Elaboração própria



### 3.4 Traço Adotado

Após todas as considerações e modificações feitas à dosagem adotada como base para este trabalho, a qual trata-se da dosagem sugerida por Vanderlei (2004) em seu trabalho, as dosagens finais adotadas para os concretos referência e com areia de fundição podem ser conferidas, respectivamente, nas tabelas 18 e 19.

Tabela 18 – Dosagem adotada para o concreto referência

| <b>Material</b>            | <b>Relação (em massa)</b> | <b>Consumo (kg/m<sup>3</sup>)</b> |
|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Cimento                    | 1                         | 848                               |
| Areia Quartzosa (AG 50/60) | 1.101                     | 933                               |
| Pó de Quartzo              | 0.481                     | 408                               |
| Superplastificante (3%)    | 0.03                      | 25.44                             |
| Acelerador de pega         | 0.01                      | 8.48                              |
| Água                       | 0.20                      | 170                               |
| Fibras de Aço*             | 0.03                      | -                                 |

\*Fibras de aço apresentam sua relação em volume (3% em relação ao volume de cimento)

Fonte: Elaboração própria

Tabela 19 – Dosagem adotada para o concreto com areia de fundição

| <b>Material</b>            | <b>Relação (em massa)</b> | <b>Consumo (kg/m<sup>3</sup>)</b> |
|----------------------------|---------------------------|-----------------------------------|
| Cimento                    | 1                         | 848                               |
| Areia de Fundição (J-90-E) | 1.101                     | 933                               |
| Pó de Quartzo              | 0.481                     | 408                               |
| Superplastificante (21%)   | 0.21                      | 178.53                            |
| Acelerador de pega         | 0.01                      | 8.48                              |
| Água                       | 0.20                      | 170                               |
| Fibras de Aço*             | 0.03                      | -                                 |

\*Fibras de aço apresentam sua relação em volume (3% em relação ao volume de cimento)

Fonte: Elaboração própria

### 3.5 Análise Experimental

Este item descreve a metodologia adotada no desenvolvimento experimental para o estudo das resistências à compressão e à tração na flexão dos concretos desenvolvidos a partir das dosagens adotadas.

Serão abordados os procedimentos envolvidos na experimentação, tais como:

- Programa experimental, definindo os parâmetros fixos, variáveis e os que serão medidos durante os ensaios, bem como os tipos de ensaios necessários;

- sistema de aplicação de força e de vinculação, para os ensaios de compressão axial e flexão a 3 pontos;
- coleta dos dados dos ensaios;
- dimensões dos CPs e das fôrmas;
- descrição dos ensaios realizados.

Analisar-se-ão as propriedades dos concretos desenvolvidos a fim de esclarecer o comportamento destes materiais com relação a:

- Evolução de resistência à compressão com a idade;
- Relação entre tensão e deslocamento axial;
- Evolução de resistência à tração na flexão com a idade;
- Relação entre a força e o deslocamento transversal.

A evolução da resistência à compressão com a idade e a relação entre tensão e deformação axial serão analisadas por meio de ensaio de compressão axial.

Para a resistência à tração na flexão e a relação entre força e deslocamento transversal, será adotado ensaio de flexão em prismas com força aplicada no centro do corpo-de-prova, conhecido como ensaio de flexão a 3 pontos.

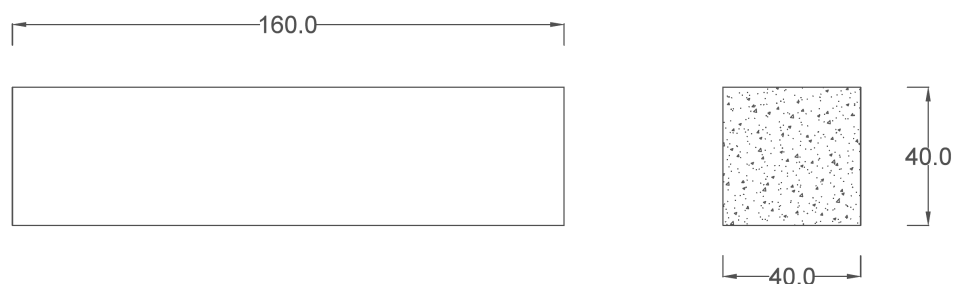
Para analisar o comportamento da resistência à compressão e à flexão em relação ao tempo, serão adotados como parâmetros fixos as idades de 7, 14 e 28 dias, baseado no fato de que o emprego mais provável deste concreto, a curto prazo, seja em pré-moldados, os quais permitem alto controle tecnológico, mas demandam desforma e aplicação em baixas idades. Apesar da desforma e aplicação ideais para pré-moldados ser aos 3 dias, as resistências a essa idade não serão analisadas, devido à elevada umidade intersticial remanescente nos corpos-de-prova de concreto com areia de fundição. Para cada idade serão ensaiados 3 corpos-de-prova idênticos, e o resultado considerado será a média aritmética entre os três.

### 3.5.1 Ensaio de Flexão a 3 Pontos

As dimensões dos corpos-de-prova ensaiados à flexão serão adotadas de acordo com as recomendações normativas para as propriedades mecânicas do concreto, as quais estabelecem que a dimensão mínima dos corpos-de-prova deve ser maior que três vezes a dimensão máxima do agregado. Dado que o comprimento da fibra metálica é igual a 6mm, e se fazendo analogia com o agregado, obtêm-se que a dimensão mínima dos corpos-de-prova deve ser igual 18mm.

Portanto, para os ensaios de flexão a 3 pontos, serão adotados corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 40mm de base, 40mm de altura e 160mm de comprimento, conforme figura 6 e fotografia 22. Essas dimensões são as mesmas dos prismas utilizados para a determinação da resistência à tração na flexão e à compressão de argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos, segundo a NBR 13279:2005. Dessa forma, utilizar-se-á as mesmas fôrmas metálicas empregadas na moldagem desses corpos-de-prova de argamassa na moldagem dos corpos-de-prova de concreto que serão ensaiados. Essas formas metálicas permitem a moldagem de três corpos-de-prova simultaneamente, como pode ser visto na figura 7 e na fotografia 23.

Figura 6 – Esquema dos corpos-de-prova prismáticos para ensaio de flexão (dimensões em milímetros)



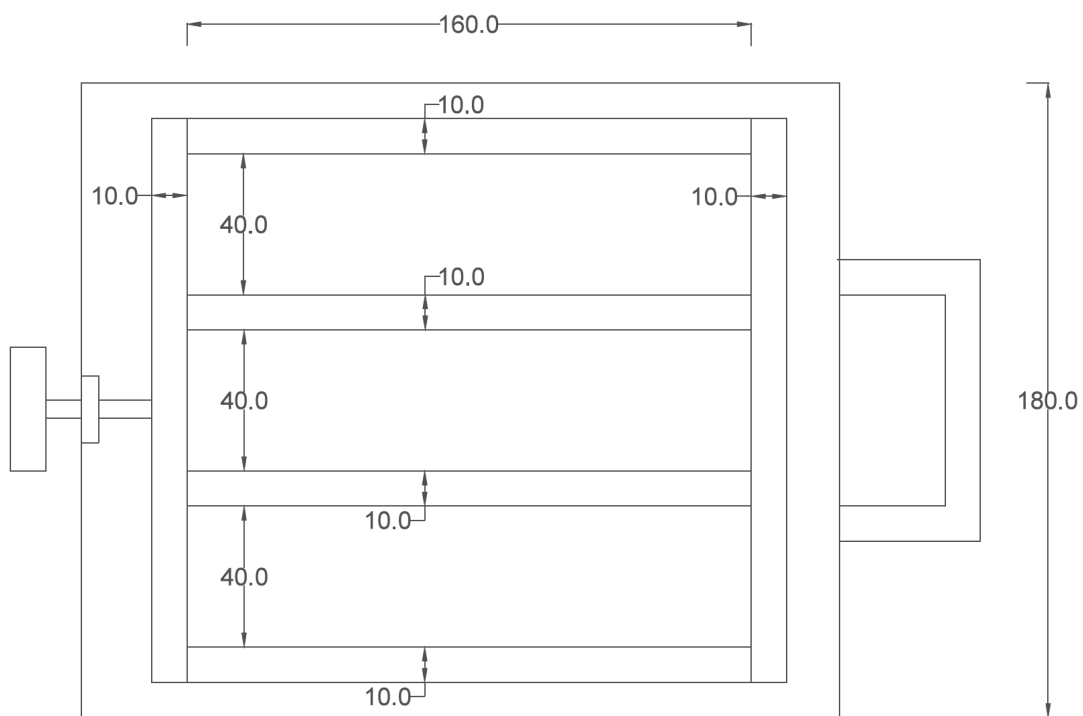
Fonte: Elaboração própria

Fotografia 22 – Corpos-de-prova prismáticos 40x40x160mm para ensaio de flexão



Fonte: Elaboração própria

Figura 7 – Esquema das fôrmas metálicas (dimensões em milímetros)



Fonte: Elaboração própria

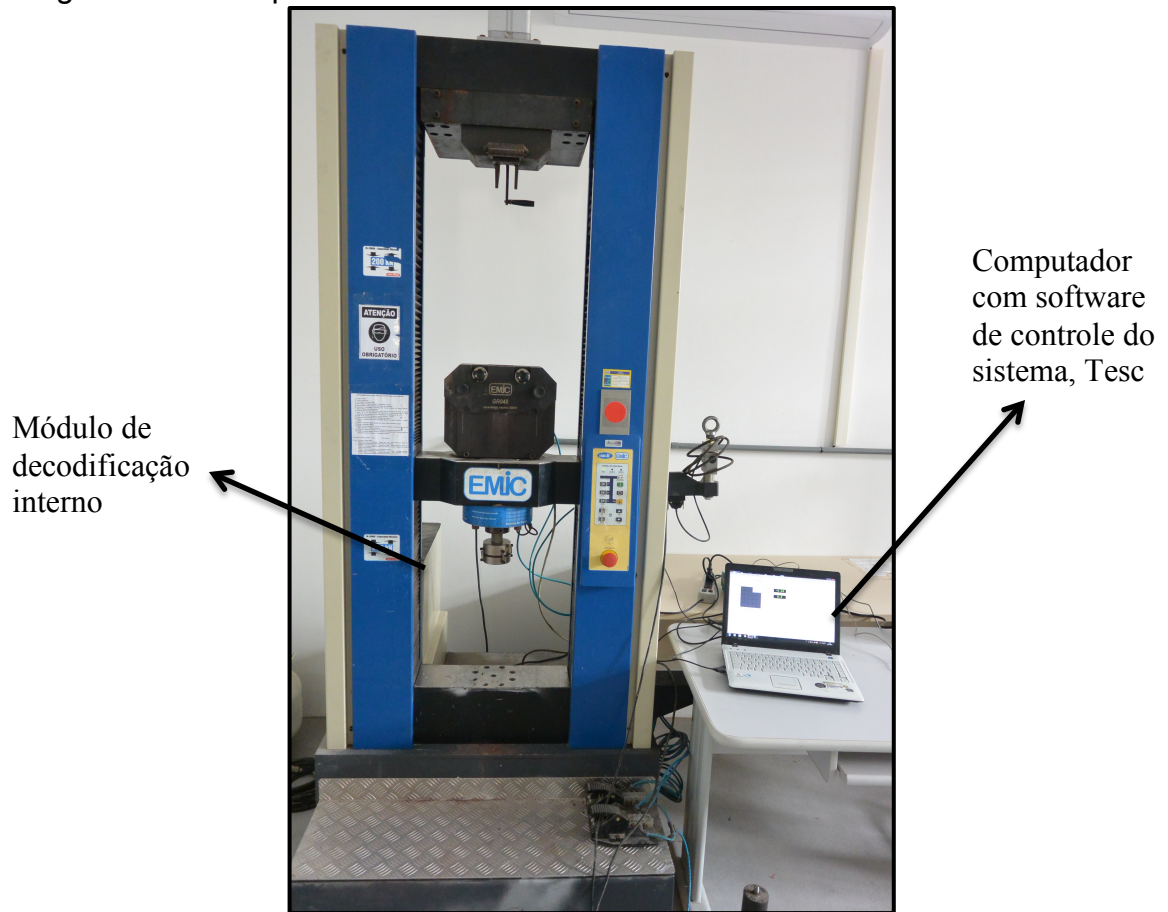
Fotografia 23 – Fôrmas metálicas



Fonte: Elaboração própria

Os ensaios de flexão a 3 pontos serão realizados na máquina universal, com sistema de ensaio apropriado, da marca EMIC, modelo DL20000, do Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal do Pampa, esse equipamento pode ser visto na fotografia 24. Essa máquina tem capacidade de carga de 200kN e possui faixa de medição de carga recomendável para células de carga de 50:1. O carregamento será aplicado com controle da velocidade de deslocamento do atuador, a qual será igual a 5mm/min.

Fotografia 24 – Máquina universal EMIC DL20000



Fonte: Elaboração própria

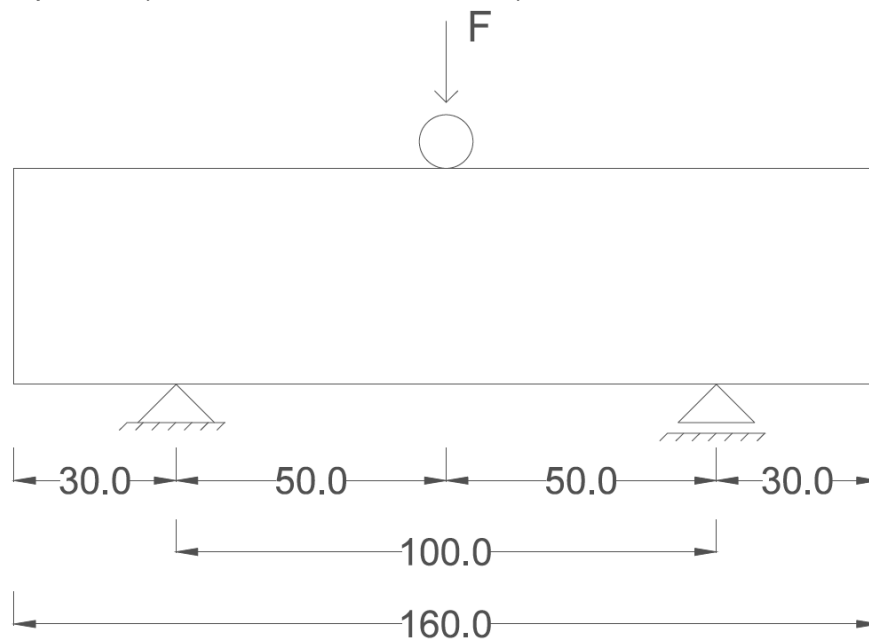
Os corpos-de-prova serão posicionados em um dispositivo próprio para este tipo de ensaio, conforme pode ser visto na fotografia 25, onde os apoios são cilindros metálicos que permitem a rotação dos pontos em contato. Com este dispositivo, a carga é aplicada no centro do corpo-de-prova, o qual, durante o ensaio, terá comprimento entre os apoios igual a 100mm. Como o corpo-de-prova terá comprimento total igual 160mm, resultará em uma folga de 30mm para cada lado, o que facilitará o posicionamento do mesmo sobre os apoios. Essa descrição pode ser visualizada mais facilmente na figura 8.

Fotografia 25 – Dispositivo de carga para ensaio de flexão a 3 pontos



Fonte: Elaboração própria

Figura 8 – Posicionamento dos corpos-de-prova no dispositivo de carga para ensaio de flexão a 3 pontos (dimensões em milímetros)



Fonte: Elaboração própria

Para a análise da relação entre força e deslocamento transversal, serão medidas, para a seção central, o deslocamento vertical e a força aplicada. Esses

dados serão registrados durante todo o ensaio com frequência de 16,6 milésimos de segundo. A mensuração do deslocamento vertical na seção central do corpo-de-prova é feita através de transdutor de medição de deslocamento embutido na própria prensa hidráulica. Apesar de todo o conjunto receber um pré carregamento para que as acomodações necessárias no sistema ocorram antes do início do ensaio, poder-se-á perceber, através dos gráficos, interferência do deslocamento dos apoios e das acomodações do sistema em geral, que causarão certa perturbação na leitura dos deslocamentos do ponto médio no início do ensaio.

Para análise da evolução da resistência à flexão com a idade, será monitorada apenas a força máxima aplicada pela máquina, a qual provocará a ruptura dos corpos-de-prova. A força aplicada será registrada com célula de carga da própria máquina, assim como o deslocamento do atuador hidráulico, que se deslocará com velocidade pré-definida, pois o ensaio será realizado com controle de deslocamento.

A leitura e processamento dos dados serão feitos por meio do sistema de aquisição de dados digital, composto por um computador com o software de controle do sistema, chamado Tesc (software da própria máquina). Não é necessário o uso de módulo de decodificação externo para decodificar a leitura do equipamento, pois o próprio possui um módulo de decodificação interno, como pode ser visto na fotografia 24.

### **3.5.2 Ensaio de Compressão Axial**

Para os ensaios de compressão axial, serão adotadas as metades dos três corpos-de-prova ensaiados à flexão a 3 pontos, conforme indicação da norma NBR 13279:2005.

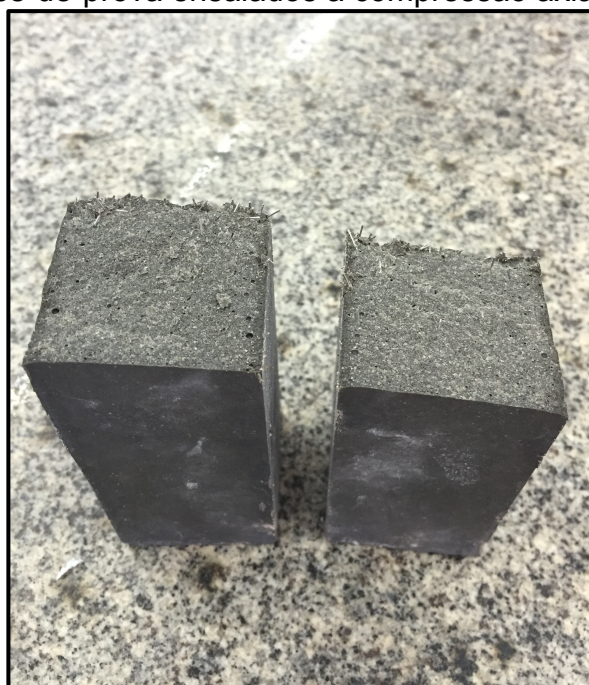
Uma condição que foi analisada para se adotar estes corpos-de-prova, com estas dimensões, para os ensaios de compressão axial, foi quanto a capacidade de carga da máquina universal utilizada como prensa hidráulica. Para tensões em torno de 115MPa (resistência dos CPs à compressão esperada), utilizando para o ensaio metade dos corpos-de-prova ensaiados à flexão a 3 pontos, os quais têm área da seção de aplicação da força igual a 1600mm<sup>2</sup>, seria necessário uma força em torno de 184kN para romper os CPs, o que é possível de se obter com o equipamento de



aplicação de carga utilizado. No entanto, se fossem utilizados corpos-de-prova com área da seção de aplicação da força maior, como é o caso dos corpos-de-prova cilíndricos, dos quais o que tem menor área da seção de aplicação de força é o corpo-de-prova com 50mm de diâmetro e 100mm de altura, que tem área igual a 1963,5mm<sup>2</sup>, seria necessário uma força maior. No caso do corpo-de-prova cilíndrico citado, seria necessário uma força em torno de 226kN para romper o corpo-de-prova, a qual é superior a capacidade de carga do equipamento utilizado.

Na fotografia a seguir podem ser observadas as metades dos corpos-de-prova ensaiados à flexão a 3 pontos, as quais serão ensaiadas à compressão axial.

Fotografia 26 – Corpos-de-prova ensaiados à compressão axial



Fonte: Elaboração própria

Os ensaios de compressão axial serão realizados na mesma máquina universal utilizada para os ensaios de flexão a 3 pontos, com a mesma velocidade de deslocamento do atuador (5mm/min), porém com sistema de ensaio apropriado para estes ensaios. A descrição do equipamento, portanto, pode ser conferida no item 3.5.1.

Os corpos-de-prova serão posicionados em um dispositivo próprio para este tipo de ensaio, onde a base do corpo-de-prova fica posicionada sobre uma placa de aço fixa, enquanto que o topo fica sob uma placa de aço vinculada a uma rótula, a fim de facilitar a atuação centrada da carga. Ao ser ensaiado neste dispositivo, o

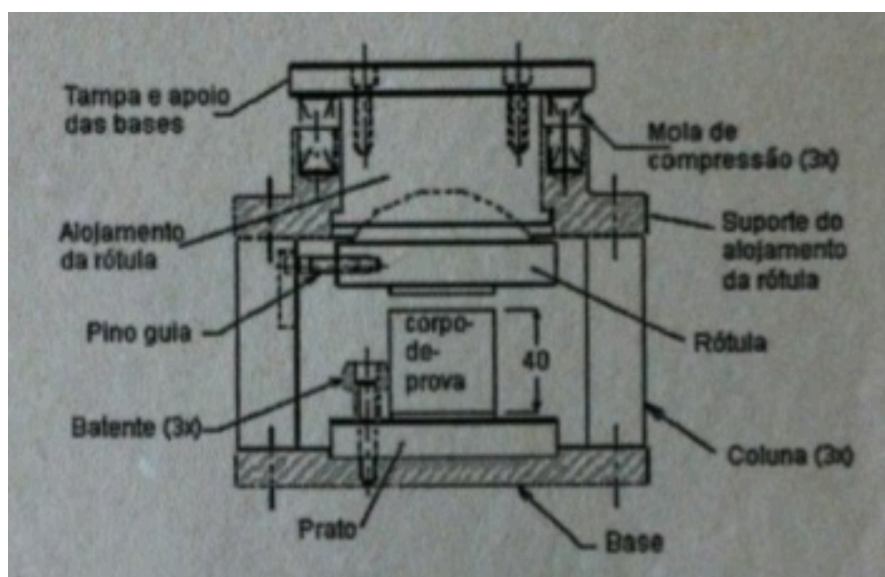
corpo-de-prova passa a ser tratado, teoricamente, como um cubo de lado teórico igual a 40mm. O dispositivo e seu esquema podem ser conferidos na fotografia 27 e na figura 9.

Fotografia 27 – Dispositivo de carga para ensaio de compressão axial



Fonte: Elaboração própria

Figura 9 – Esquema do dispositivo de carga para ensaio de compressão axial (dimensões em milímetros)



Fonte: NBR 13279:2005

Nos ensaios de compressão axial, para análise da evolução da resistência com a idade, será monitorada apenas a força máxima aplicada pela máquina, a qual provocará a ruptura dos corpos-de-prova. A máquina utilizada para aplicação da força possui célula de carga com dispositivo automático, a qual detecta o valor máximo atingido, e o registro é feito de forma digital.

Para a relação entre tensão e deslocamento axial, o próprio equipamento mensura o deslocamento longitudinal, em milímetros, dos corpos-de-prova durante o ensaio a cada 16,6 milésimos de segundo, e as respectivas cargas que causam tais deformações. O atuador hidráulico se desloca com velocidade pré-definida, e a força é aplicada com controle de deslocamento. No entanto, assim como para o ensaio de flexão a 3 pontos, no ensaio de compressão axial se poderá perceber, através dos gráficos, interferência das acomodações do sistema em geral, que causarão certa perturbação na leitura do deslocamento no início do ensaio.

A leitura e processamento dos dados serão feitos da mesma forma que para o ensaio de flexão a 3 pontos. Assim, a descrição desta etapa, bem como a imagem do sistema de aquisição de dados, podem ser conferidos no item 3.5.1.

## **4 ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Neste item, são apresentadas as análises dos resultados dos ensaios de compressão axial e flexão a 3 pontos, realizados em corpos-de-prova feitos com os concretos estudados neste trabalho.

### **4.1 Resistência à Compressão**

Nos ensaios de compressão axial, com controle de velocidade, analisou-se a variação da resistência à compressão dos concretos nas idades de 7, 14 e 28 dias, bem como a relação entre tensão e deslocamento longitudinal dos mesmos. Os resultados podem ser conferidos nos itens 4.1.1 e 4.1.2.

#### 4.1.1 Evolução da resistência à compressão com a idade

A tabela 20 apresenta os resultados de resistência à compressão de cada um dos dezoito corpos-de-prova das duas séries estudadas.

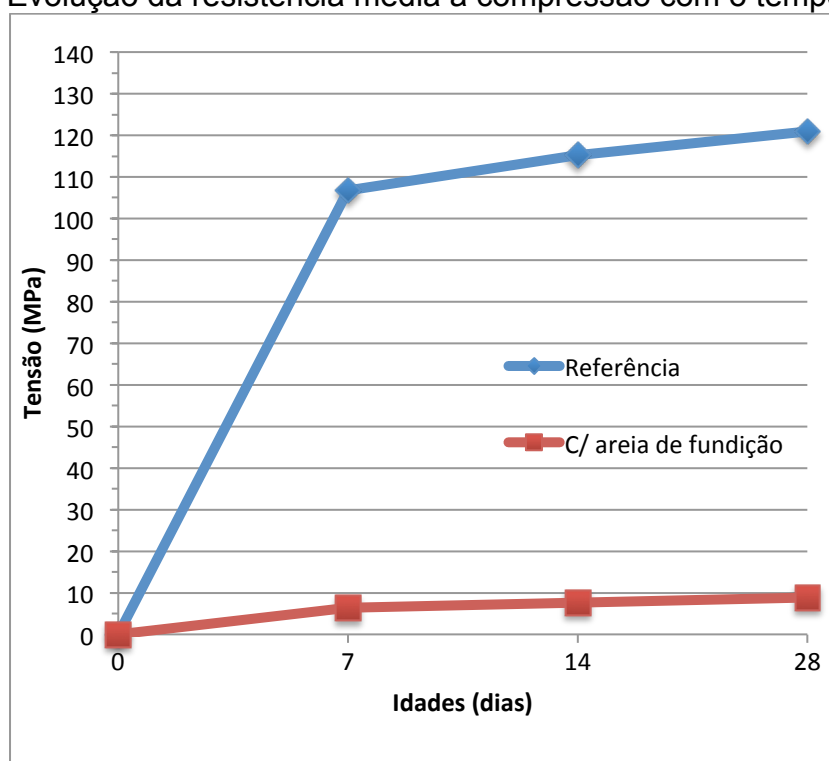
Tabela 20 – Resistência à compressão dos corpos-de-prova

| Série                | Idade (dias) | Resistência à compressão (MPa) |        |        | Média (MPa) | Desvio Padrão (MPa) | Coefficiente de Variação (%) |
|----------------------|--------------|--------------------------------|--------|--------|-------------|---------------------|------------------------------|
| Referência           | 7            | 107,23                         | 106,79 | 106,07 | 106,70      | 0,5856              | 0,55                         |
|                      | 14           | 115,82                         | 115,18 | 114,73 | 115,24      | 0,5477              | 0,48                         |
|                      | 28           | 121,53                         | 120,87 | 120,21 | 120,87      | 0,6600              | 0,55                         |
| C/ Areia de Fundição | 7            | 6,56                           | 6,43   | 6,28   | 6,42        | 0,1401              | 2,18                         |
|                      | 14           | 7,92                           | 7,67   | 7,49   | 7,69        | 0,2159              | 2,81                         |
|                      | 28           | 8,97                           | 8,85   | 8,79   | 8,87        | 0,0917              | 1,03                         |

Fonte: Elaboração própria

De acordo com os resultados da tabela 20, pode-se observar que a resistência à compressão de ambos os concretos apresenta tendência de crescimento com as idades estudadas, em virtude da hidratação das partículas de cimento, que ocorre ao longo do tempo. Esse comportamento também é ilustrado no gráfico 14. Entretanto, o concreto referência, aos 7 dias, atingiu cerca de 88% da sua resistência à compressão axial aos 28 dias. A partir dos 7 dias houve estabilização, com o crescimento da resistência correndo de forma mais lenta. Segundo estudos encontrados na literatura, isso ocorre por causa da cura térmica e das fibras de aço adicionadas. Para o concreto com areia de fundição, o qual não passou pelo processo de cura térmica, o comportamento foi um pouco diferente, os corpos-de-prova atingiram aos 7 dias 72% da resistência aos 28 dias.

Gráfico 14 – Evolução da resistência média à compressão com o tempo



Fonte: Elaboração própria

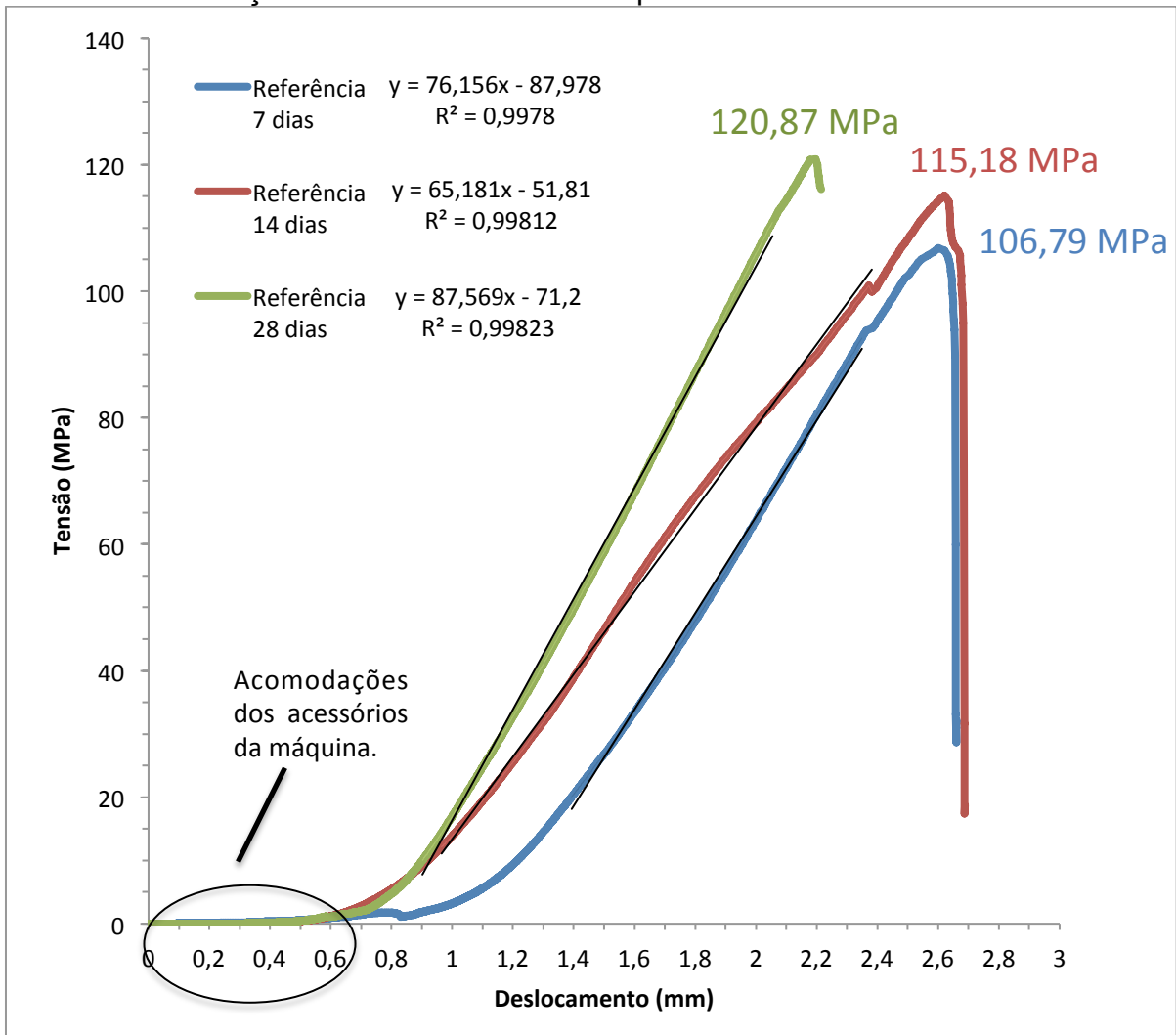
#### 4.1.2 Análise da relação tensão x deslocamento axial

A relação entre a tensão aplicada no material e seu deslocamento longitudinal correspondente, representa um comportamento de grande importância para a engenharia de estruturas.

As relações típicas entre tensão e deslocamento para os concretos estudados são apresentadas nos gráficos 15, 16 e 17, nos quais a tensão é marcada no eixo das ordenadas, em MPa, e o deslocamento específico no eixo das abscissas, em milímetros.

Além do comportamento tensão x deslocamento de cada material, no gráfico 15 e 16 podem ser vistas as retas que descrevem o trecho reto de cada curva após as acomodações dos acessórios da máquina, bem como a equação de cada uma destas retas.

Gráfico 15 – Relação tensão x deslocamento para o concreto referência



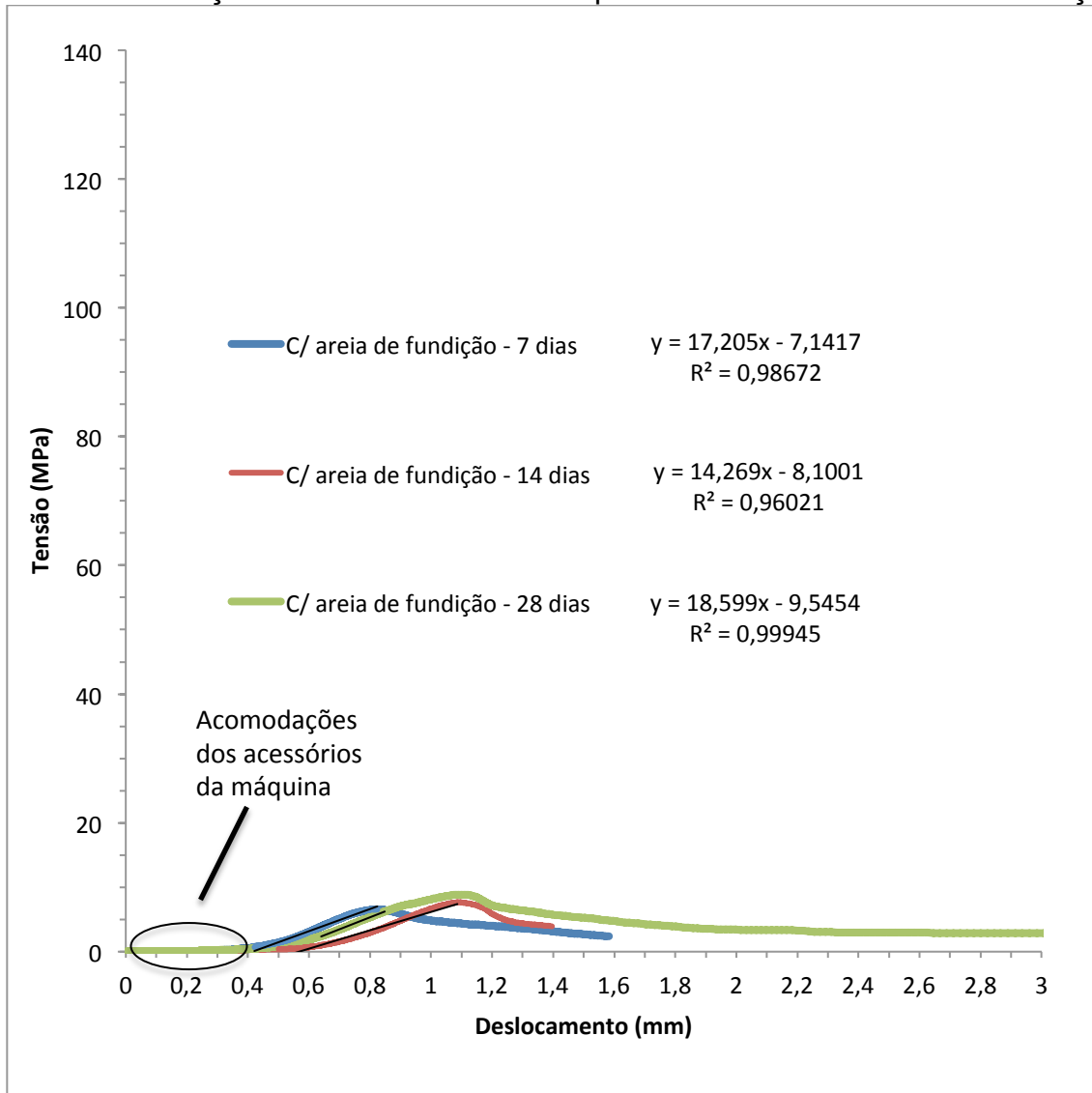
Fonte: Elaboração própria

Dado que o primeiro trecho reto da curva tensão x deslocamento, após as acomodações dos acessórios, descreve o comportamento do material na região elástica, e quanto mais inclinada for esta reta, mais rígido é o material; e o coeficiente angular de uma reta, por sua vez, nada mais é que a tangente do seu ângulo de inclinação, através das equações apresentadas nos gráficos, analisando seus respectivos coeficientes angulares, é possível dizer qual material apresenta comportamento mais, ou menos, rígido.

Sendo assim, pode-se dizer que, para o concreto referência, o corpo-de-prova ensaiado aos 28 dias apresenta comportamento mais rígido que o corpo-de-prova ensaiado aos 7 dias, o qual, por sua vez, apresenta comportamento mais rígido que o corpo-de-prova ensaiado aos 14 dias.

O gráfico 16 apresenta as relações típicas entre tensão e deslocamento para o concreto com areia de fundição.

Gráfico 16 – Relação tensão x deslocamento para o concreto com areia de fundição

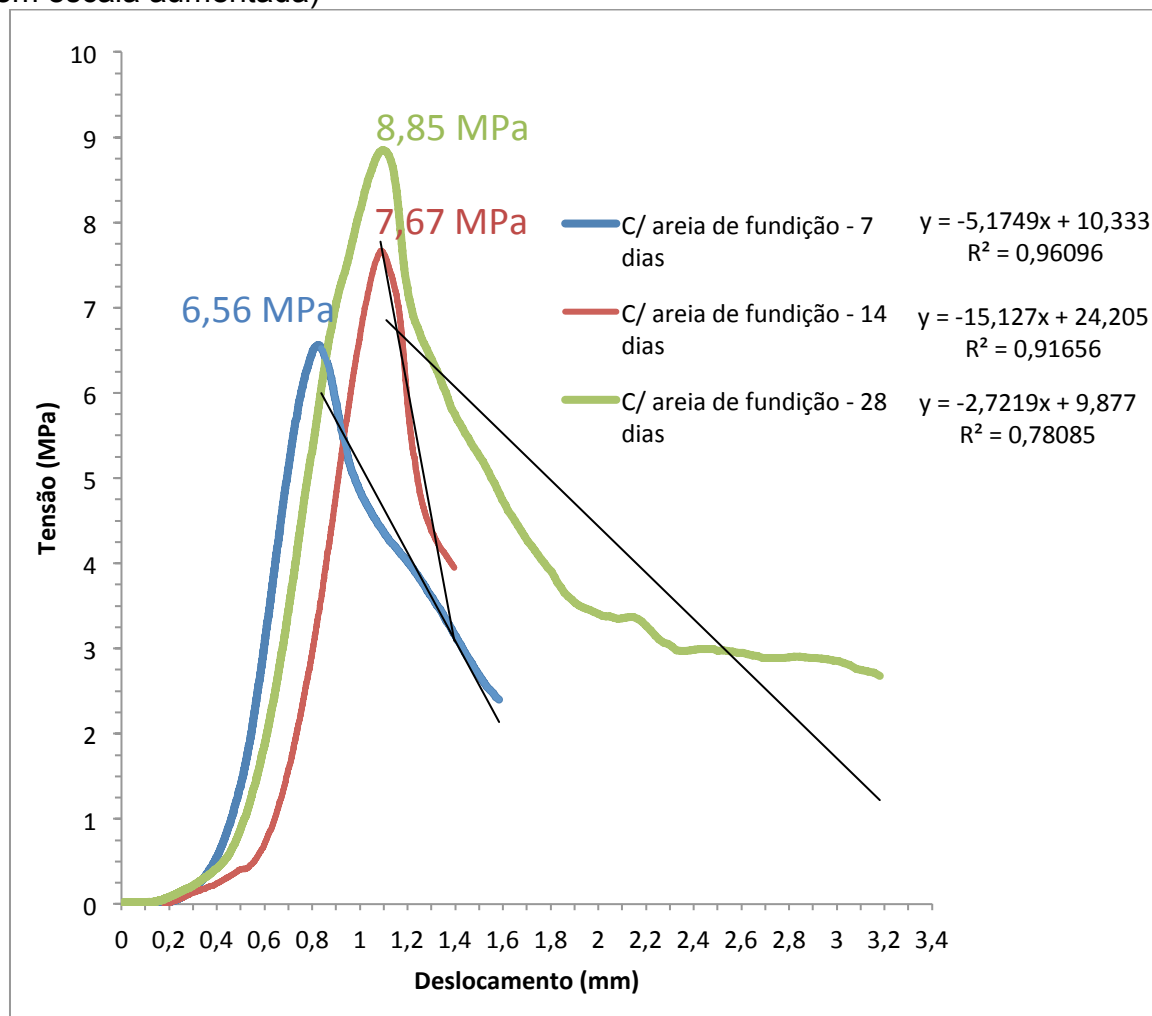


Fonte: Elaboração própria

Analisando os gráficos 15 e 16 e as equações de cada reta, percebe-se que o concreto com areia de fundição se mostra menos rígido que o concreto referência.

Além disso, o concreto com areia de fundição apresentou um comportamento menos frágil que o concreto referência, o que fica mais fácil de se visualizar no gráfico 17, que está em escala aumentada.

Gráfico 17 – Relação tensão x deslocamento para o concreto com areia de fundição (em escala aumentada)



Fonte: Elaboração própria

Através da análise da inclinação do trecho pós ruptura da curva, no gráfico 17, pode-se dizer, entre os concretos com areia de fundição, qual material apresenta comportamento mais, ou menos, frágil. Onde o material que apresenta reta com maior inclinação é o material mais frágil, e vice-versa. Sendo assim, o corpo-de-prova ensaiado aos 14 dias apresentou comportamento menos frágil que o corpo-de-prova ensaiado aos 7 dias. No entanto, o ensaio realizado no corpo-de-prova analisado aos 7 dias foi interrompido prematuramente, se comparado ao ensaio realizado no corpo-de-prova analisado aos 14 dias, conseqüentemente, isso gerou uma parcela menor da curva pós ruptura do corpo-de-prova. Por isso, cabe salientar que o corpo-de-prova ensaiado aos 7 dias poderia ter apresentado comportamento pós ruptura semelhante ao corpo-de-prova ensaiado aos 14 dias, e até mesmo se mostrado menos frágil que este.



Para todos os casos pode-se perceber que o volume de fibras foi abaixo do volume crítico necessário para transformar o comportamento dos materiais de frágil para dúctil.

A tabela 21 apresenta a tensão de ruptura típica e o respectivo deslocamento específico para ambos os concretos analisados.

Tabela 21 – Resultados da análise tensão x deslocamento

| Série                        | Idade (dias) | Tensão de Ruptura (MPa) | Deslocamento Específico (mm) |
|------------------------------|--------------|-------------------------|------------------------------|
| <b>Referência</b>            | 7            | 106,79                  | 2,60                         |
|                              | 14           | 115,18                  | 2,62                         |
|                              | 28           | 120,87                  | 2,20                         |
| <b>Com Areia de Fundição</b> | 7            | 6,56                    | 0,82                         |
|                              | 14           | 7,67                    | 1,09                         |
|                              | 28           | 8,85                    | 1,10                         |

Fonte: Elaboração própria

## 4.2 Resistência à tração na flexão

Nos ensaios de flexão a 3 pontos, com controle de velocidade, analisou-se a variação da resistência à tração na flexão dos concretos nas idades de 7, 14 e 28 dias, bem como a relação entre força e deslocamento vertical da seção central dos mesmos. Os resultados podem ser conferidos nos itens 4.2.1 e 4.2.2.

### 4.2.1 Evolução da resistência à tração na flexão com a idade

A tabela 22 apresenta os resultados de resistência à tração na flexão de cada um dos dezoito corpos-de-prova das duas séries estudadas.

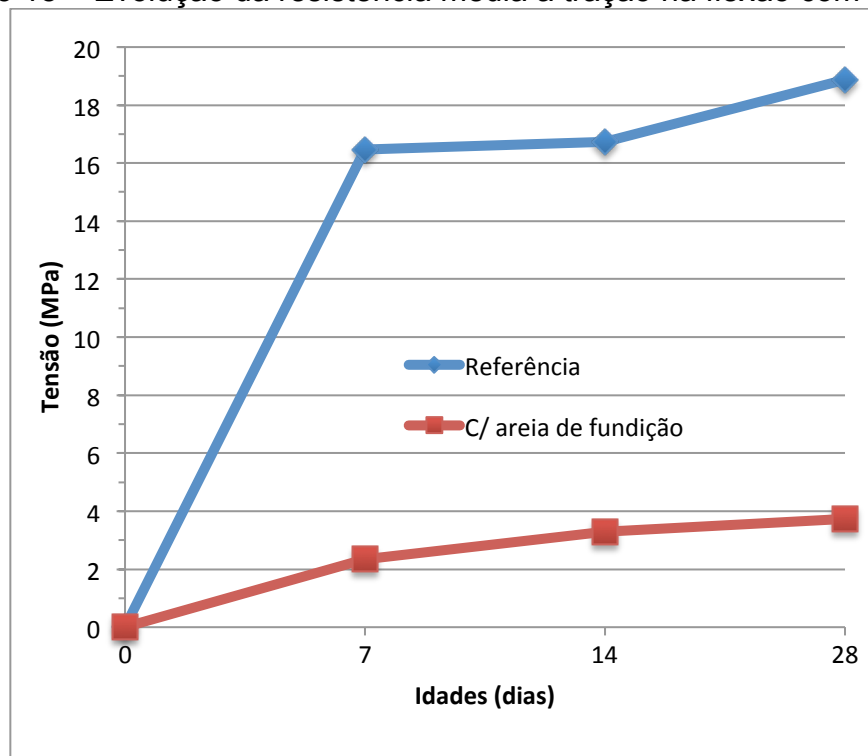
Tabela 22 – Resistência à tração na flexão dos corpos-de-prova

| Série                       | Idade (dias) | Resistência à tração na flexão (MPa) |       |       | Média (MPa) | Desvio Padrão (MPa) | Coefficiente de Variação (%) |
|-----------------------------|--------------|--------------------------------------|-------|-------|-------------|---------------------|------------------------------|
| <b>Referência</b>           | 7            | 16,83                                | 16,44 | 16,15 | 16,47       | 0,3412              | 2,07                         |
|                             | 14           | 16,97                                | 16,72 | 16,49 | 16,73       | 0,2400              | 1,44                         |
|                             | 28           | 19,46                                | 18,86 | 18,28 | 18,87       | 0,5900              | 3,13                         |
| <b>C/ Areia de Fundição</b> | 7            | 2,06                                 | 2,47  | 2,53  | 2,35        | 0,2558              | 10,87                        |
|                             | 14           | 3,52                                 | 3,29  | 3,08  | 3,30        | 0,2200              | 6,68                         |
|                             | 28           | 4,03                                 | 3,60  | 3,55  | 3,73        | 0,2639              | 7,08                         |

Fonte: Elaboração própria

De acordo com os resultados da tabela 22, pode-se observar que, assim como a resistência à compressão, a resistência à flexão de ambos os concretos apresenta tendência de crescimento com as idades estudadas, também em virtude da hidratação das partículas de cimento, que ocorre ao longo do tempo. Esse comportamento também é ilustrado no gráfico 14. No entanto, para o concreto referência, patamares elevados de resistência foram alcançados aos 7 dias, quando a partir de então houve uma certa estabilização. Aos 7 dias, os corpos-de-prova moldados com o concreto referência atingiram em média 87% da resistência aos 28 dias, provavelmente também por causa da cura térmica e da adição de fibras de aço. Já para o concreto com areia de fundição, que não passou pelo processo de cura térmica, o comportamento destoou um pouco, os corpos-de-prova atingiram aos 7 dias 63% da resistência aos 28 dias, semelhante ao que aconteceu com a resistência a compressão.

Gráfico 18 – Evolução da resistência média à tração na flexão com o tempo



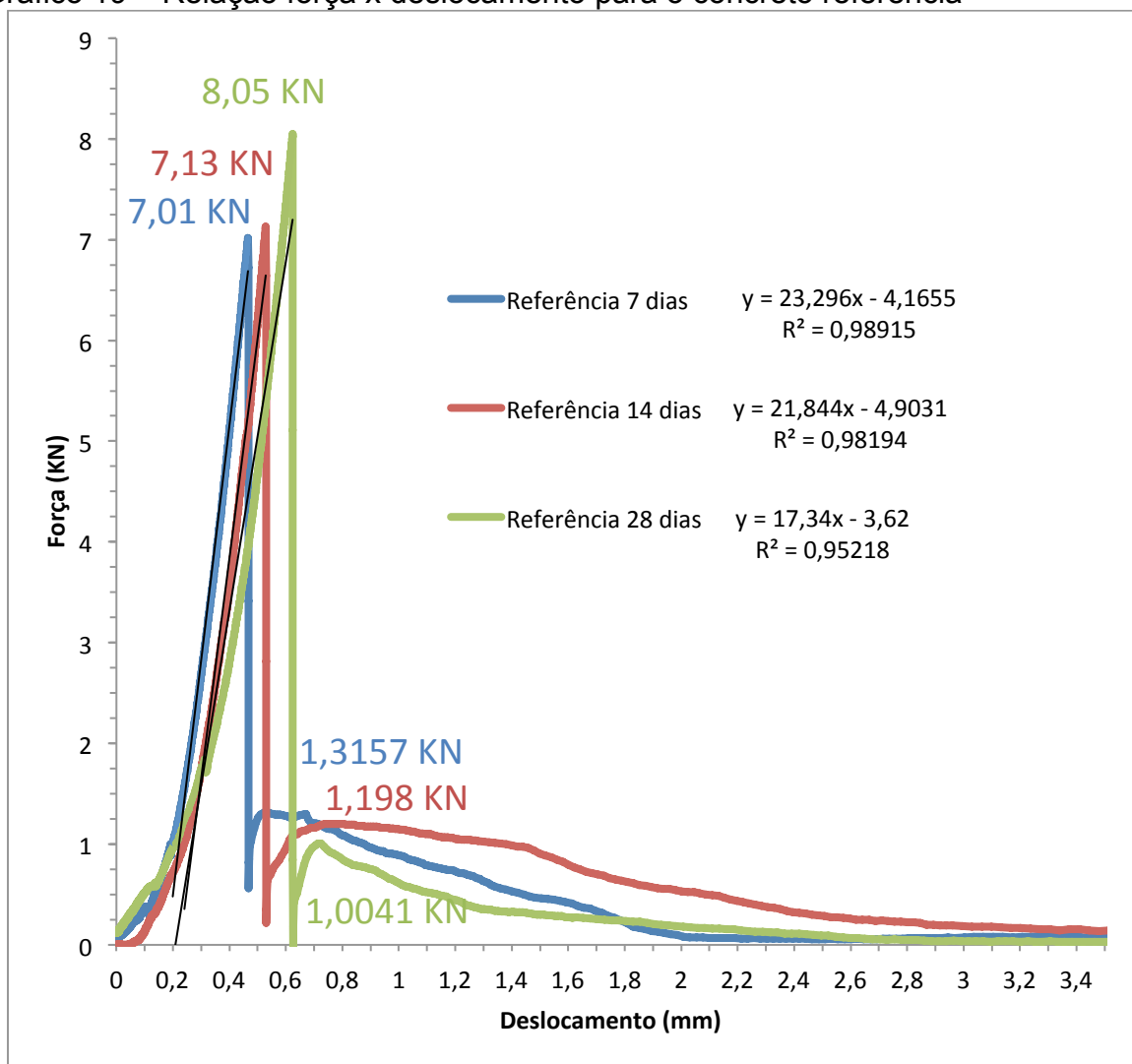
Fonte: Elaboração própria

#### 4.2.2 Análise do relação força x deslocamento transversal

As relações típicas entre força e deslocamento para os concretos estudados são apresentadas nos gráficos 19, 20 e 21, nos quais a força é marcada no eixo das ordenadas, em kN, e o deslocamento específico no eixo das abscissas, em milímetros.

Além do comportamento força x deslocamento de cada material, no gráfico 19 e 20 podem ser vistas as retas que descrevem o primeiro trecho reto de cada curva após as acomodações dos acessórios da máquina, bem como a equação de cada uma destas retas.

Gráfico 19 – Relação força x deslocamento para o concreto referência



Fonte: Elaboração própria

Os corpos-de-prova moldados com o concreto referência apresentaram comportamento rígido e quase frágil, nos ensaios de flexão a 3 pontos, atingindo a ruptura, por causa das tensões de tração, no aparecimento das primeiras fissuras na borda inferior.

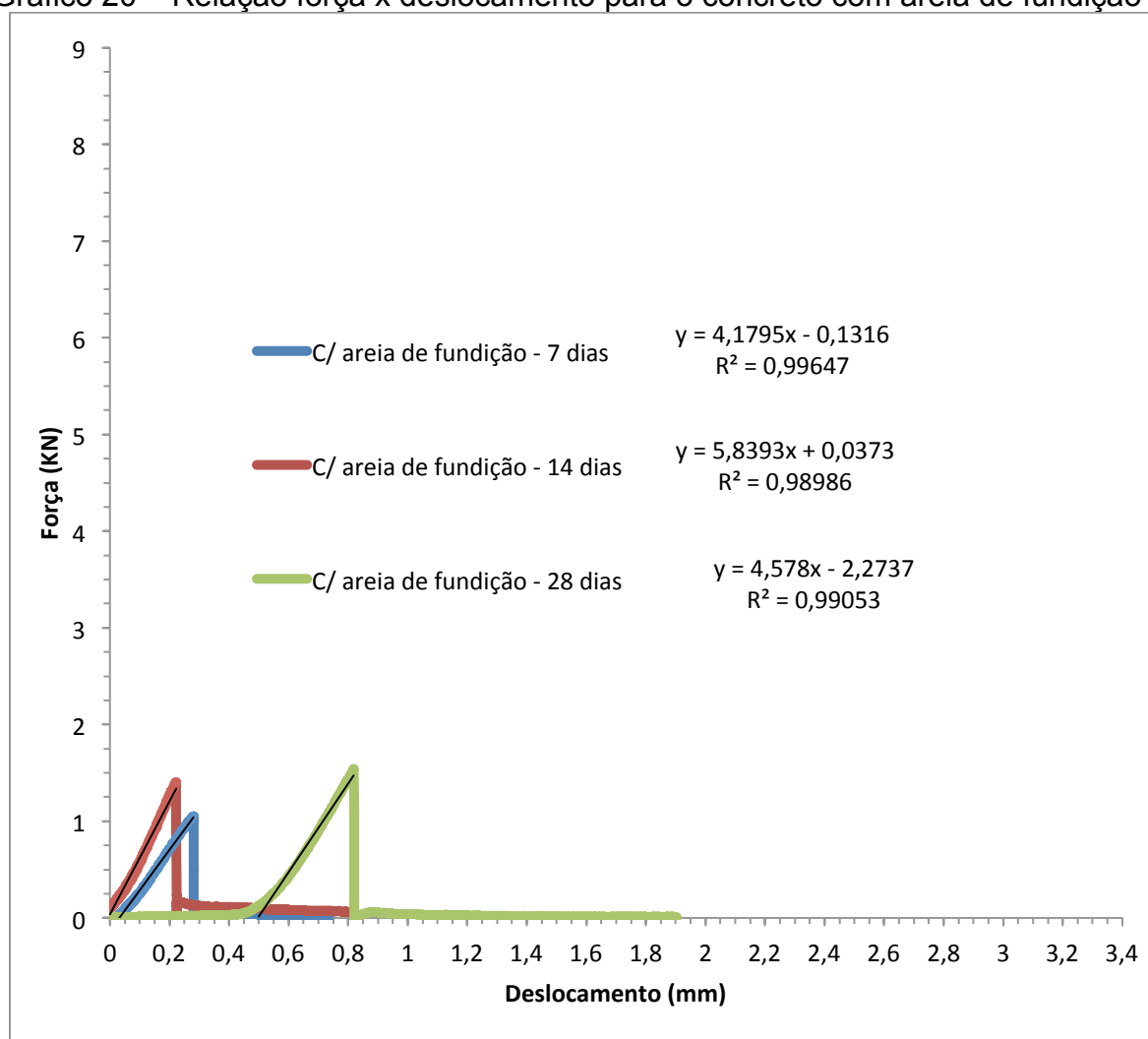
Analisando o gráfico 19, nota-se, de modo geral, que estes corpos-de-prova apresentaram comportamento rígido até a ruptura, onde a partir deste ponto ocorreu perda brusca na rigidez, e os deslocamentos verticais começaram a aparecer de forma significativa. Após a perda de rigidez, a qual caracterizou a ruptura, os corpos-de-prova apresentaram recuperação parcial da capacidade resistente, o que pode ser atribuído às fibras contidas no material, que evitaram o rompimento da seção e distribuíram as tensões de tração na parte inferior dos corpos-de-prova através das fissuras.

Os corpos-de-prova moldados com o concreto referência, ensaiados aos 7, 14 e 28 dias, atingiram, respectivamente, tensão de ruptura igual à 16,44; 16,72 e 18,86 MPa e tensão pós ruptura igual à 3,09; 2,81 e 2,34 MPa.

Portanto, o corpo-de-prova que suportou a maior tensão pós ruptura foi o corpo-de-prova ensaiado aos 7 dias, mas o que absorveu mais energia foi o corpo-de-prova ensaiado aos 28 dias, mostrando uma tendência de aumento da capacidade de absorver energia após a ruptura com o aumento da idade.

O gráfico 20 apresenta as relações típicas entre força e deslocamento para o concreto com areia de fundição.

Gráfico 20 – Relação força x deslocamento para o concreto com areia de fundição



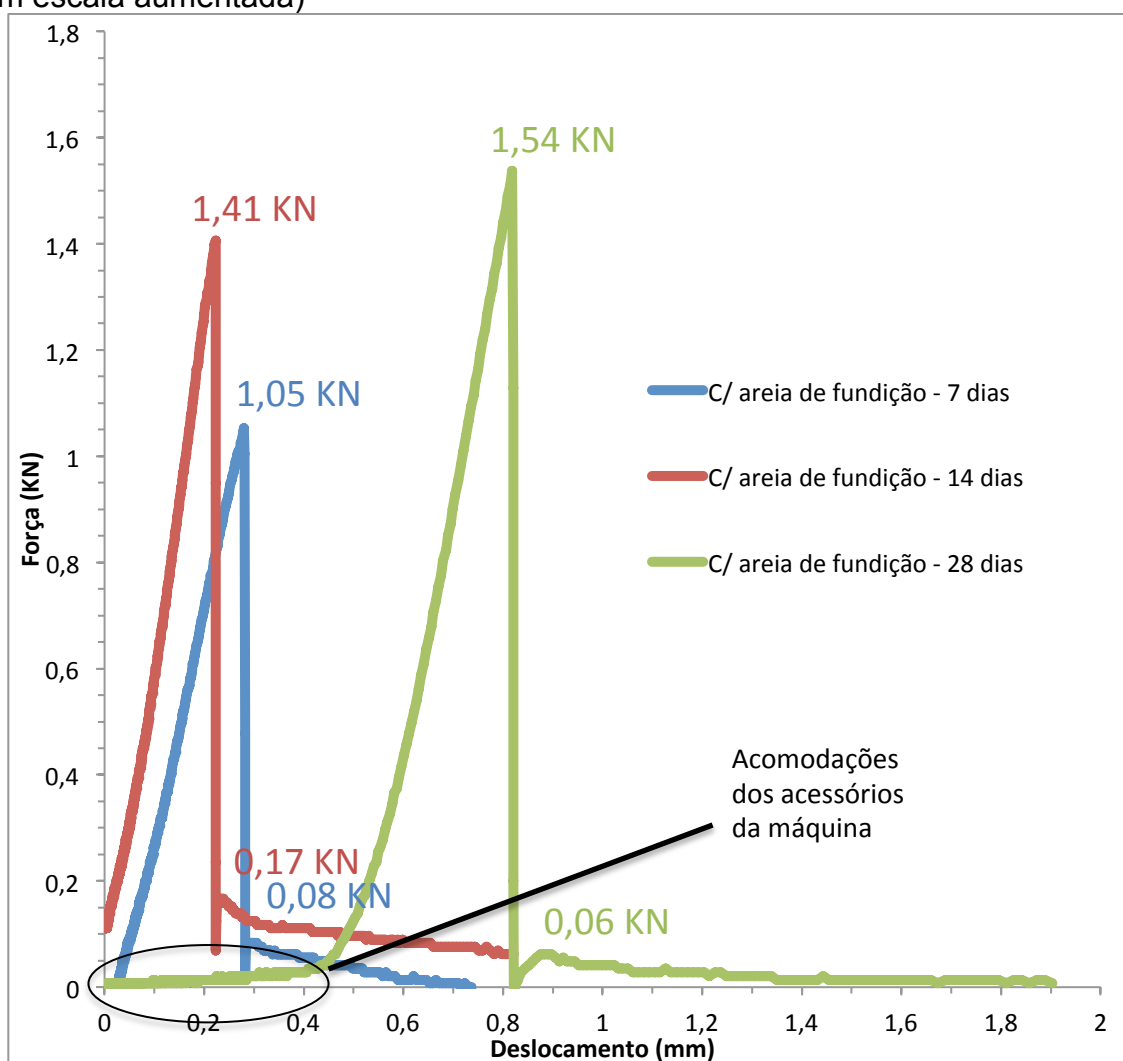
Fonte: Elaboração própria

Os corpos-de-prova com areia de fundição também apresentaram comportamento rígido e quase frágil, atingindo a ruptura, por causa das tensões de

tração, no aparecimento das primeiras fissuras na face inferior. No entanto, analisando os gráficos 19 e 20 e as equações de cada reta, nota-se, mais uma vez, que o concreto com areia de fundição se mostra menos rígido que o concreto referência.

O gráfico 21 apresenta os valores de força x deslocamento dos corpos-de-prova com areia de fundição em escala aumentada.

Gráfico 21 – Relação força x deslocamento para o concreto com areia de fundição (em escala aumentada)



Fonte: Elaboração própria

Também a partir do gráfico 21, pode-se perceber que os corpos-de-prova com areia de fundição, assim como os referências, apresentaram comportamento rígido até a ruptura, onde a partir deste ponto ocorreu perda brusca de carga, e os deslocamentos verticais começaram a aparecer de forma expressiva. Após a perda de carga, a qual caracterizou a ruptura, os corpos-de-prova apresentaram

recuperação parcial da capacidade resistente, o que pode ser atribuído às fibras contidas no material, que evitaram o rompimento da seção e distribuíram as tensões de tração na borda inferior através das fissuras.

Os corpos-de-prova com areia de fundição, ensaiados aos 7, 14 e 28 dias, atingiram, respectivamente, tensão de ruptura igual à 2,47; 3,29 e 3,60 MPa e tensão pós ruptura igual à 0,19; 0,40 e 0,14 MPa. Estes corpos-de-prova, até os 14 dias de idade, apresentaram tendência de aumento da capacidade de absorver energia após a ruptura.

Pode-se notar ainda, através dos gráficos, que o volume de fibras adicionadas à ambos os concretos foi abaixo do volume crítico necessário para transformar o comportamento do material de quase frágil para dúctil.

A tabela 23 apresenta a força máxima típica e o respectivo deslocamento específico para ambos os concretos analisados.

Tabela 23 – Resultados da análise força x deslocamento

| Série                        | Idade (dias) | Força Máxima (kN) | Deslocamento Específico (mm) |
|------------------------------|--------------|-------------------|------------------------------|
| <b>Referência</b>            | 7            | 7,01              | 0,47                         |
|                              | 14           | 7,13              | 0,53                         |
|                              | 28           | 8,05              | 0,62                         |
| <b>Com Areia de Fundição</b> | 7            | 1,05              | 0,28                         |
|                              | 14           | 1,41              | 0,22                         |
|                              | 28           | 1,54              | 0,82                         |

Fonte: Elaboração própria

### 4.3 Comentários

O concreto com areia de fundição atingiu, em média, apenas 6,7% da resistência à compressão e 18% da resistência à flexão do concreto referência. Este fato pode ter sido causado por uma associação de motivos, os quais são apresentados a seguir:

1. O concreto com areia de fundição, provavelmente, apresentava um empacotamento falho, quando comparado ao referência, dado que a areia de fundição era bem mais fina que a areia AG 50/60, a qual foi utilizada no referência; e a dosagem do concreto referência foi calculada por um método de empacotamento compressível, no qual foi considerada a granulometria da

areia AG 50/60 e não a da areia de fundição. Como foi feita a substituição de 100% da areia AG 50/60 pela areia de fundição no traço referência (mantando-se as mesmas proporções em massa), sem se calcular um novo traço considerando essa nova granulometria da areia de fundição, para que se tivesse o melhor empacotamento para este caso, o concreto com areia de fundição apresentava um menor empacotamento dos grãos. Isto pode ter causado falhas internas no compósito, gerando uma zona de transição (entre a pasta e o agregado – areia –) mais frágil que a do concreto referência. Além disso, a falha no encaixe dos grãos pode ter facilitado uma maior incorporação de ar. Ambos os casos poderiam tornar o concreto com areia de fundição menos resistente que o concreto referência à flexão e à compressão axial. Porém, para comprovar essas hipóteses, uma análise da micro estrutura de ambos os compósitos, com microscópio de varredura, deveria ser realizada.

Optou-se por não calcular um novo traço para o concreto com areia de fundição, e manter essa falha no empacotamento, baseado no fato de que, obtendo-se resultados superiores aos encontrados no concreto referência, poder-se-ia atrelar, com maior certeza, esse melhor desempenho à contribuição advinda da areia de fundição.

2. O concreto com areia de fundição demandou mais água de amassamento, e pelo mesmo motivo que se optou por manter a falha no empacotamento, a quantidade de água no concreto com areia de fundição superior a quantidade de água no concreto referência levaria a pesquisa para o lado da segurança. Dado que, segundo a Lei de Abrams (Curva de Abrams), quanto mais água se coloca no concreto menor é sua resistência, se resultados superiores aos encontrados com o concreto referência, quanto a resistência à tração na flexão e à compressão axial, fossem encontrados com o concreto com areia de fundição, poder-se-ia atrelar esse melhor desempenho à areia de fundição. No entanto, a quantidade de água de amassamento mais elevada que a utilizada no concreto referência pode ter sido um outro motivo que levou o concreto com areia de fundição ter apresentado resistências inferiores.



3. Como citado anteriormente, a resina fenólica apresenta características hidrofóbicas, que poderiam interferir no processo de cura do concreto, retardando sua pega. No entanto, essa mesma característica hidrofóbica da resina pode ter causado algum certo tipo de interferência durante o processo de hidratação do cimento, prejudicando a formação da etringita, principal responsável pela resistência do concreto.

Para se ter certeza da ocorrência dessa reação química entre resina fenólica e o cimento, uma análise química minuciosa da resina e de sua interação com o cimento deveria ser feita, examinando a existência de alguma incompatibilidade entre esses dois componentes, que restrinja o uso concomitante dos mesmos.

Cabe salientar, no entanto, que o concreto com areia de fundição apresentou comportamento da resistência ao longo do tempo diferente do concreto referência. Enquanto que o concreto referência atingiu elevadas resistências aos 7 dias, apresentando certa estabilização a partir dessa idade, o concreto com areia de fundição atingiu, aos 7 dias, apenas 72% de sua resistência à compressão aos 28 dias e 63% de sua resistência à flexão aos 28 dias, exibindo um ganho de resistência a longo prazo (a partir dos 7 dias de idade) bem maior que o concreto referência. Por esse motivo, uma análise comparativa das resistências dos concretos referência e com areia de fundição, em idades mais elevadas, como 90, 180 e 360 dias, seria necessário para determinar se o concreto com areia de fundição se apresentaria também inviável de ser utilizado, frente ao concreto referência, nessas idades.

## 5 CONCLUSÃO

As principais conclusões são:

1. O concreto com areia de fundição atingiu, respectivamente, aos 7,14 e 28 dias, apenas 6,02%, 6,68% e 7,34% da resistência à compressão do concreto referência.
2. O concreto com areia de fundição atingiu, respectivamente, aos 7,14 e 28 dias, apenas 14,29%, 19,71% e 19,75% da resistência à tração na flexão do concreto referência.

Nestas condições, para as idades analisadas, a areia de fundição se mostrou inviável de ser utilizada como agregado em micro concreto, dado que não aumentou a resistência do mesmo em relação ao concreto referência analisado. Logo, o concreto com areia de fundição não se mostrou mecanicamente viável de ser utilizado estruturalmente, pois apresentou resultados de resistência, em todas as idades, inferiores aos alcançados pelo concreto referência avaliado neste trabalho.

## 6 SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Tendo em vista os resultados obtidos neste trabalho, entende-se que existem outras possibilidades de pesquisa na área. Diante disso, são apresentadas, na sequência, algumas sugestões de outros temas de trabalho que são complementares a este:

- Analisar a interferência química da resina fenólica na formação da etringita;
- Desenvolver uma resina fenólica sem características hidrofóbicas;
- Analisar a micro estrutura de um micro concreto com areia de fundição;
- Analisar a viabilidade do uso de areia de fundição residual em micro concretos.

## REFERÊNCIAS

ABIFA - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE FUNDIÇÃO – COMISSÃO DE MEIO AMBIENTE. **Manual de Regeneração e Reuso de Areias de Fundição**. São Paulo: Associação Brasileira de Fundição, p.1-49, 1999.

AIAD, I. Influence of time addition of superplasticizers on the rheological properties of fresh cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 8, p. 1229-34, aug. 2003.

AIAD, I., EL-ALEEM, S. A. e EL-DIDAMONY, H. Effect of delaying addition of some concrete admixtures on the rheological properties of cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 11, p. 1839-43, nov. 2002.

AİTCIN, P. Cements of yesterday and today: Concrete of tomorrow. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 9, p. 1349-59, sep. 2000.

AİTCIN, P. **Concreto de alto desempenho**. 1. ed. São Paulo: PINI, 2000b. 666 p.

AİTCIN, P.; JOLICOEUR, C. e MACGREGOR, J. G. Superplasticizers: how they work and why they occasionally don't. **Concrete International**, v. 16, n. 5, p. 45-52, may 1994.

AİTCIN, P.C. **Concreto de alto desempenho**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2000. p.667.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Comitee 212.3R-91. Chemical admixtures for concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Materials and general properties of concrete. Farmington Hills, Michigan, 1996. 31 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Comitee 212.4R-93. Guide for the use of high-range water-reducing admixtures (superplasticizers) in concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Part 1, Materials and general properties of concrete. Farmington Hills, Michigan, 1996. 10 p.

ANDEREGG, F. O. (1931). Grading Aggregates: II. Ind. Eng. Chem . v. 23, 1931, p. 1058-1064.

ANDREASSEN, A. H. M.; ANDERSEN, J. (1930). Kolloid Z. Ind. Eng. Chem . v. 50, 1930, p. 217-228.

ARMANGE, L. C.; NEPPEL, L. F.; GEMELLI, E.; N. H. D. A. CAMARGO. Utilização de Areia de Fundação Residual para uso em Argamassa. **Revista Matéria**, Rio de Janeiro, v. 10, n. 1, p.51-62, mar. 2005. Trimestral. Disponível em: <<http://www.materia.coppe.ufrj.br/sarra/artigos/artigo10631>>. Acesso em: 28 jun. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11768**: Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2011. 19 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro, 2005. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13279**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7211**: Agregados para concreto - Especificação. Rio de Janeiro, 2009. 9 p.

BABU, G. K.; PRAKASH, P. V. S. Efficiency of silica fume in concrete. **Cement and Concrete Research**, V. 25, no. 6, p. 1273-1283, 1995.

BAMONTE, P.; GAMBAROVA, P. G.; NAFARIEH, A. Hot and Residual Behavior of Steel Fiber-Reinforced Structural Shotcrete Exposed to High Temperature. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITES (HPFRCC6), 6., 2012, Ann Arbor. **Proceedings...** . Ann Arbor: Rilem, 2012. p. 179 - 186.

BASTOS, P. S. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Notas de Aula – Estruturas de Concreto I. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2011.

BASTOS, P. S. S. **Histórico e Principais Elementos Estruturais de Concreto Armado**. Notas de Aula - Sistemas Estruturais I. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2006.

BENTZ, D. P.; STUTZMAN, P. E. Evolution of porosity and calcium hydroxide in laboratory concretes containing silica fume. **Cement and Concrete Research**, V. 24, no. 6, p.1044-1050, 1994.

BONEN, D. e SARKAR, S. L. The superplasticizer adsorption capacity of cement pastes, pore solution composition and parameters affecting flow loss. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n. 7, p. 1423-34, July 1995.

CARVALHO, J. D. N. de. Sobre as Origens e Desenvolvimento do Concreto. **Revista Tecnológica**, Maringá, v. 17, n. 1, p.19-28, dez. 2008. Anual.

CHANG, S. Y. N.; FENG, N. Q. e TSANG, M. K. C. Workability of high strength/superplasticized concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 48, n. 177, p. 301-09, dec. 1996.

COLLEPARDI, M. Admixtures used to enhance placing characteristics of concrete. **Cement and Concrete Composites**, v. 20, p. 103-112, 1998.

COLLEPARDI, M. Advances in superplasticizing admixtures. In: New Spiratos Symposium on Superplasticizers. **Proceedings of a Symposium Honouring...** Bucharest, Romania: CANMET/ACI, June 2003. p. 13-36.

COLLEPARDI, M. Water Reducers/Retarders. In: RAMACHANDRAN, V. S. (Ed.). **Concrete admixtures handbook: properties, science and technology**. 1. ed. Park Ridge, NJ, USA: Noyes Publications, 1984. p. 116-209.

COLLEPARDI, S. et al. Mechanisms of action of different superplasticizers for high-performance concrete. In: 2nd CANMET/ACI International Conference in High-Performance Concrete, Performance and Quality of Concrete Structures, 1999, Gramado. **Proceedings...** Gramado: ACI SP-186, 1999. p. 503-523.

DAL MOLIN, D. C. C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adição de microssilica**. 1995, 186p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

DAL MOLIN, D. C. C.; OLIVEIRA, A.P. M.; KULAKOWSKI, M. P. Estudos de Concretos com adição de sílica ativa (microsílica) frente ao ataque de agentes agressivos para emprego em piso especiais. Porto Alegre. Disponível em <[www.allquimica.com.br](http://www.allquimica.com.br)>. Acesso em 28/06/2015.

DANTAS, J. M. **Montagem, Comissionamento e Operação de um Sistema de Recuperação de Areia de Fundição: Regenerador Térmico** - Plano de Trabalho da Fase II. Instituto de Pesquisas Energéticas e Nucleares – São Paulo. Nov. 2003.

DINGER, D. R.; FUNK, J. E. (1992). Particle packing Part I – Fundamentals of particle packing monodisperse spheres. *Interceram*, v. 41, n. 1, p. 10-14.

do CARMO, J. B. M.; PORTELLA, K. F. Estudo Comparativo do Desempenho Mecânico da Sílica Ativa e do Metacaulim como Adições Químicas Mineraias em Estruturas de Concreto. *Cerâmica*, São Paulo, v. 54, n. 330, p.309-318, abr. 2008. Trimestral.

FERNANDES, D. L. **Areias de Fundição Aglomeradas com Ligantes Furânicos**. Itaúna: SENAI-DR. MG, 2001.

FIGUEIREDO, A. D. de. **Concreto com Fibras de Aço**. São Paulo: Escola Politécnica da Usp, 2000. 68 p.

FLATT, R. J. e HOUST, Y. F. A simplified view on chemical effects perturbing the action of superplasticizers. *Cement and Concrete Research*, v. 31, n. 8, p. 1169-76, aug. 2001.

FORMAGINI, S. **Dosagem Científica e Caracterização Mecânica de Concretos de Altíssimo Desempenho**. 2005. 259 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - Coppe, Rio de Janeiro, 2005.

FORNASIER, R. S. **Porosidade e permeabilidade do concreto de alto desempenho com sílica ativa**. 1995, 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

FURNAS, C. C. (1931). Grading Aggregates: I. *Ind. Eng. Chem*, v. 23, p. 1052-1058.  
LI, V. C. (1992). Postcrack scaling relations for fiber reinforced cementitious composites. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 4, n 1, p. 41-57.

GARNAR JR, T.E. **Mineralogy of Foundry Sands and its Effects on Performance and Properties**. American Foundrymen's Society Transactions, v.85, p.399-416, 1977.

GRÜNEWALD, S. **Performance-based design of self-compacting fiber reinforced concrete**. 2004. Tese (Doutorado em Structural and Building Engineering) - Delft University of Technology, Delf, 2004.

GRÜNEWALD, S.; LARANJEIRA, F.; WALRAVEN, J.; AGUADO, A.; MOLINS, C. Improved Tensile Performance with Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITES (HPFRCC6), 6., 2012, Ann Arbor. **Proceedings...** . Ann Arbor: Rilem, 2012. p. 51 - 58.

HOFFMANN, A. T. **Influência da Adição de Sílica Ativa, Relação Água/Aglomerante, Temperatura e Tempo de Cura no Coeficiente de Difusão de Cloretos em Concretos**. 2001. 132 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

HOVER, K. C. Concrete mixture proportioning with water-reducing admixtures to enhance durability: a quantitative model. **Cement and Concrete Composites**, v. 20, p. 113-119, 1998.

ISAIA, G. C. **Efeito de misturas binárias e ternárias de pozolanas em concreto de elevado desempenho: um estudo com vistas à corrosão da armadura**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

IYER, S.R. e WEAVER, C. **Bonding Properties of Reclaimed System Sand and their Effect on Casting Quality**. American Foundrymen's Society Transactions, v.100, p.733-735, 1992.

JIANG, S.; KIM, B. G. e AİTCIN, P. C. Importance of adequate soluble alkali content to ensure cement/superplasticizer compatibility. **Cement and Concrete Research**, v. 29, n. 1, p. 71-78, jan. 1999.

JIANG, W. e ROY, D. M. Interaction mechanism of chemical admixtures and their influences on microstructure. In: 10th International Congress on the Chemistry of Cement, june 1997, Sweden. **Proceedings...** Gothenburg, Sweden, 1997. p. 495-502.



JOLICOEUR, C. et al. Chemical admixtures: essential components of quality concrete. In: New Spiratos Symposium on Superplasticizers. **Proceedings of a Symposium Honouring...** Bucharest, Romania: CANMET/ACI, June 2003. p. 37-68.

KIM, D. J.; WILLE, K.; NAAMAN, A. E.; EL-TAWIL, S. Strength Dependent Tensile Behavior of Strain Hardening Fiber Reinforced Concrete. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITES (HPFRCC6), 6., 2012, Ann Arbor. **Proceedings...** . Ann Arbor: Rilem, 2012. p. 3 - 10.

LARANJEIRA, F. **Design-oriented constitutive model for steel fiber reinforced concrete**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 2010.

LARANJEIRA, F.; GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J.; BLOM, C.; MOLINS, C.; AGUADO, A. Characterization of the orientation profile of steel fiber reinforced concrete. **Journal Of Materials And Structures**. 2010.

LE SERVE, F., WARD, G. **The Availability and Technical Requirements of Foundry Sands**. Chemical Binders in Foundries, University of Warwick, BCIRA. p.3.1-3.10, 1976.

LOPES, A. N. M. **Avaliação comparativa de concretos com e sem sílica ativa para resistências entre 50 e 65 MPa**. 1999, 170p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Brasília.

LORÉ, V. **Areias de Fundição: generalidades, classificação, técnicas de preparo, componentes**. IN: Fundição. SIEGEL coord., Associação Brasileira de Metais-ABM. 10.ed., aula n.8, 1978.

MAAGE, M.; SELLEVOLD, E. J. Effect of microsilica on the durability of concrete structures. **Concrete International**, V. 9, no. 12, p. 39-43, dec., 1987.

MAILVAGANAM, N. P. Admixture Compatibility in Special Concretes. In: 2nd CANMET/ACI International Conference in High-Performance Concrete, Performance and Quality of Concrete Structures, 1999, Gramado. **Proceedings...** Gramado: ACI SP-186, 1999. p. 615-34.

MALHOTRA, V. M. Fly ash, slag, sílica fume, and rice-hush ash in concrete: a review. **Concrete International**, V. 15, no. 4, p. 23-28, apr., 1993.

MALHOTRA, V. M.; RAMEZANIANPOUR, A. A. Effect of curing on the compressive strength, resistance to chloride-ion penetration and porosity of concretes incorporating slag, fly ash or silica fume. **Cement and Concrete Composites**, V. 17, p. 125-133, 1995.

MARANGON, E. **Caracterização Material e Estrutural de Concretos Autoadensáveis Reforçados com Fibras de Aço**. 2011. 309 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - Coppe, Rio de Janeiro, 2011.

MARINO, R. **Utilização de areia de fundição em concreto**. Projeto premiado pela Bayer "Prêmio de Meio Ambiente". USP, 2003.

MARIOTTO, C. L. **Areias de Moldagem Aglomeradas com Argila (Tecnologia Básica)**. Notas de aula para o curso "Preparo e utilização de areias de moldagem". São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A., p.30-72, 1978.

MARIOTTO, C. L. **Regeneração de Areias: Uma Tentativa de Discussão Sistemática**. Fundação & Matérias-Primas. Caderno Técnico, nº.42, v.33, p.A - T, 2000.

MARIOTTO, L. C. **Regeneração de Areias de Fundição**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A, 2001.

MARTINS, V. C. **Otimização dos Processos de Dosagem e Proporcionamento do Concreto Dosado em Central com a Utilização de Aditivos: Estudo de Caso**. 2005. 186 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. **Concreto : estrutura, propriedades e materiais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1994, 573p.

MELO, K. A.; MARTINS, V. C.; REPETTE, W. L. Estudo de compatibilidade entre cimento e aditivo redutor de água. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, v. 9, n. 1, p.45-56, jan. 2009. Trimestral.

MEYER, L. M. e PERENCHIO, W. F. Theory of concrete slump loss as related to the use of chemical admixtures. **Concrete International**, p. 36-43, jan. 1979.

MORAES, C. A. M.; CALHEIRO, D.; PIRES, D. C.; S. S. Nunes; G. LORSCHETTER. Avaliação de areia fenólica usada de fundição regenerada em escala industrial por método mecânico. In: 3° CONGRESSO INTERNACIONAL DE TECNOLOGIAS PARA O MEIO AMBIENTE, 3., 2012, Bento Gonçalves. **Anais...** . Bento Gonçalves: Universidade de Caxias do Sul, 2012.

MORENO, D. M.; TRONO, W.; JEN, G.; OSTERTAG, C.; BILLINGTON, S.L. Tension-Stiffening in Reinforced High Performance Fiber-Reinforced Cement-Based Composites Under Direct Tension. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITES (HPFRCC6), 6., 2012, Ann Arbor. **Proceedings...** . Ann Arbor: Rilem, 2012. p. 263 - 270.

MORTARI, C. V. Comparativo Técnico Financeiro entre Prédios Multiandares Estruturados em Concreto Armado Convencional e Estruturados em Aço-Concreto. In: 86° ENCONTRO NACIONAL DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO, 86., 2014, Goiânia. **Anais...** . Brasília: Câmara Brasileira da Indústria da Construção, 2012.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2. ed., São Paulo: Pini, 1997, 828p.

PAGÉ, M.; NKINAMUBANZI, P.-C. e AİTCIN, P.-C. The cement/superplasticizer compatibility: a headache for superplasticizer manufacturers. In: New Spiratos Symposium on Superplasticizers. **Proceedings of a Symposium Honouring...** Bucharest, Romania: CANMET/ACI, June 2003. p. 107-16.

PAULON, V. A. Interface entre pasta de cimento e agregado: a influência na durabilidade dos concretos. **Revista Técnica**, no. 25, p. 29-31, nov/dez 1996.

RAMACHANDRAN, V. S. e MALHOTRA, V. M. Superplasticizers. In: RAMACHANDRAN, V. S. (Ed.). **Concrete admixtures handbook: properties, science and technology**. 1. ed. Park Ridge, NJ, USA: Noyes Publications, 1984. p. 211-68.

RAMACHANDRAN, V. S. et al. **Superplasticizers: properties and applications in concrete**. 1. ed. Ottawa, Canada: CANMET, 1998. p.404.

RAMIRES, M. V. V. **Estudo da influência da cura na resistência à compressão em concretos de alta resistência**. 1993, 92p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, 1993.

RAMPAZZO, D., JERONYMO, J. R., BEGALLI, L., MONTANARI FILHO, P. **Resinas Sintéticas para Fundição**. ALBA QUÍMICA Indústria e comércio Ltda, 1989.

RODOLPHO, P. M.; ISA, M. M. A influência da resistência à penetração de íons cloreto na carbonatação e na durabilidade das construções de microconcreto. In: Congresso Iberoamericano de Patologias de las Construcciones, 5., e Congresso de Control de Calidad, 7., 1999, Montevideo. **Anais...** Montevideo, 1999. p. 313-320.

SCHEUNEMANN, R. **Regeneração da Areia de Fundição Através de Tratamento Químico Via Processo Fenton**. 2005. 71 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

SENSALE, G. R. B. de. **Estudo Comparativo entre as Propriedades Mecânicas dos Concretos de Alta Resistência e Convencionais com Cinza de Casca de Arroz**. 2000. 182 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

SILVA FILHO, L. C. P. **Durabilidade do concreto à ação de sulfatos: análise do efeito da permeação de água e da adição de microssilica**. 1994. 143 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

SILVA, A. S. M. **Dosagem de concreto pelos Métodos de Empacotamento Compressível e Aïtcin-Faury Modificado**. 2004. 124 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - Coppe, Rio de Janeiro, 2004.

SILVA, T. F. da. **Contribuição das Armaduras de Compressão em Chapas de Concreto Armado**. 2012. 115 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Engenharia de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

SPONHOLZ, I. **Avaliação do desempenho de aditivos redutores de água em concreto de alto desempenho**. 1998. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1998.

SUJIVORAKUL, C. Model of Hooked Steel Fibers Reinforced Concrete Under Tension. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITES (HPFRCC6), 6., 2012, Ann Arbor. **Proceedings...** . Ann Arbor: Rilem, 2012. p. 19 - 26.

SURYANTO, B.; NAGAI, K.; MAEKAWA, K. Effects of Shear Transfer on the Directions of Principal Strain Field in Cracked Concrete with Hooked Steel Fibers. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITES (HPFRCC6), 6., 2012, Ann Arbor. **Proceedings...** . Ann Arbor: Rilem, 2012. p. 239 - 246.

UCHIKAWA, H., SAWAKI, D. e HANEHARA, S. Influence of kind and added timing of organic admixture on the composition, structure and property of fresh cement paste. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 2, p. 353-64, feb. 1995.

VANDERLEI, R. D. **Análise Experimental do Concreto de Pós Reativos: Dosagem e Propriedades Mecânicas**. 2004. 168 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

VANDERLEI, R. D.; GIONGO, J. S. Análise experimental do concreto de pós reativos: dosagem e propriedade mecânicas. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, v. 8, n. 33, p.115-148, 2006. Quadrimestral.

VIEIRA, F. P.; KULAKOWSKI, M. P.; DAL MOLIN, D. C.; VILELA, A. F. Durabilidade e Resistência mecânica de concretos e argamassas com adição de sílica ativa. In: Workshop – Durabilidade das construções. 1997, São Leopoldo. **Anais...** São Leopoldo, 1997. p.107-116.

WEDDINGTON, V.L. e MOBLEY, C.E. **Influence of Sand Surface Chemistry on Bonding**. American Foundrymen's Society Transactions, v.99, p.825-870, 1991.

WILLE, K.; EL-TAWIL, S.; NAAMAN, A. E. Strain Rate Dependent Tensile Behavior of Ultra-high Performance Fiber Reinforced Concrete. In: INTERNATIONAL RILEM CONFERENCE ON HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CEMENT COMPOSITES (HPFRCC6), 6., 2012, Ann Arbor. **Proceedings...** . Ann Arbor: Rilem, 2012. p. 381 - 387.

WOLF, J. **Estudo sobre a durabilidade de concretos de alta resistência com adições de microssílica**. 1991, 145p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

YAMAMOTO, Y. e KOBAYASHI, S. Effect of temperature on the properties of superplasticized concrete. **ACI Journal**, v. 83, n. 1, p. 80-88, jan./feb. 1986.