

**Universidade Federal de Ouro Preto**

Escola de Minas

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

PROPEC

---

Dissertação

---

**Teoria da similitude e análise estatística aplicadas a corpos de prova cilíndricos de concreto.**

*Carlos Felipe de Azevedo.*

Ouro Preto  
2019



UFOP

Carlos Felipe de Azevedo

TEORIA DA SIMILITUDE E ANÁLISE ESTATÍSTICA APLICADAS A CORPOS DE PROVA  
CILÍNDRICOS DE CONCRETO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ricardo André Fiorotti Peixoto, D.Sc.

Co-orientador: Prof. José Maria Franco de Carvalho, D.Sc.

Ouro Preto

2019

A994t

Azevedo, Carlos Felipe de.

Teoria da similitude e análise estatística aplicadas a corpos de prova cilíndricos de concreto [manuscrito] / Carlos Felipe de Azevedo. - 2019. vii, 65f.:

Orientador: Prof. Dr. Ricardo André Fiorotti Peixoto.

Coorientador: Prof. Dr. José Maria Franco de Carvalho.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção.

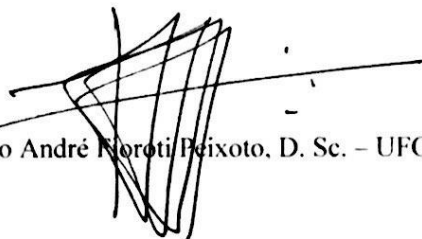
1. Cimento Portland - Concreto. 2. Concreto de alta resistência. 3. Concreto - Corpo de prova. 4. Modelos de engenharia. 5. Agregados (Materiais de construção). I. Peixoto, Ricardo André Fiorotti. II. Carvalho, José Maria Franco de. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU: 624.01

# TEORIA DA SIMILITUDE E ANÁLISE ESTATÍSTICA APLICADAS A CORPOS DE PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO

**AUTOR: CARLOS FELIPE DE AZEVEDO**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 28 de junho de 2019, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:




Prof. Ricardo André Noroti Peixoto, D. Sc. – UFOP (Presidente)



Prof. José Maria Franco de Carvalho, D. Sc. – UFV



Prof. Guilherme Jorge Brigolini e Silva, D. Sc. – UFOP



Prof. Leonardo Gonçalves Pedroti, D. Sc. – UFV

## AGRADECIMENTOS

Penso que a felicidade, assim como o sucesso, só é legítima quando a compartilhamos com aqueles a quem somos realmente gratos. Tenho enorme satisfação em poder agradecer a todos os envolvidos nesse trabalho e dizer que a ajuda de todos foi fundamental.

Em primeiro lugar, agradeço a Deus por sempre me abençoar nos momentos mais difíceis e me dar saúde e força para superar as frustrações que inevitavelmente acontecem durante a vida.

Agradeço aos meus pais, José Célio e Marilene, por serem desde sempre os responsáveis pela minha criação e educação, além do amor incondicional; e aos meus irmãos, Ana Paula e Vinicius, por serem exemplos de fibra e sucesso.

Agradeço ao meu orientador, Ricardo Fiorotti, pelos conselhos, observações e ensinamentos de maneira clara, objetiva e natural; e ao co-orientador José Maria, por ser o precursor do estudo e pela ajuda intelectual ímpar como professor e colega de trabalho.

Sou imensamente grato à ajuda de cada membro do grupo RECICLOS e pelo agradável ambiente que envolve nossos projetos, de maneira profissional e amistosa. Em especial, ao Juninho pelo grande suporte na realização da bateria de ensaios; a Arthur e Rodrigo, pela disposição em auxiliar e participar no desenvolvimento da pesquisa; à Júlia pelo apoio intelectual e debates sobre diversos tópicos que envolvem a pesquisa.

Agradeço à minha amada companheira Jaqueline, pela compreensão, apoio e carinho, bem como sua solidariedade na realização de alguns ensaios.

Aos bons amigos que Ouro Preto me apresentou e que foram indispensáveis nos momentos de extroversão. Em particular, ao Pedro e aos moradores e ex-alunos da República Virakopos.

Por fim, agradeço à CAPES, CNPq, FAPEMIG e PROPEC por apoiarem essa iniciativa de maneira financeira e organizacional, contribuindo para a ciência brasileira.

## RESUMO

A resistência à compressão de concretos é a propriedade mais básica e importante utilizada em projetos de estruturas de concreto armado. A utilização da informação de resistência à compressão de concretos se torna um problema, por causa das diferenças no tamanho e forma dos corpos de prova utilizados. Há muito tempo vêm sendo utilizados modelos que buscam aproximar experimento e teoria. No que diz respeito à analogia, o original e o modelo apresentam algumas qualidades físicas distintas, mas têm em comum características funcionais e estruturais. Através da Teoria da Similitude e Análise Dimensional, é possível identificar variáveis que são potencialmente prejudiciais à precisão de um modelo bem como aplicar fatores de correção. No que tange as Normas Técnicas Brasileiras, especificamente à ABNT NBR 5738:2015, a menor dimensão referenciada e autorizada para ensaios em corpos de prova cilíndricos de concreto é  $\varnothing 100 \times 200$  mm. Entretanto, esse tamanho de espécime exige uma quantidade de material consideravelmente grande e em algumas situações, se torna fator prejudicial quando lidamos com matérias-primas de elevado custo ou difícil obtenção. Partindo disso, buscam-se maneiras alternativas para a realização de experimentos que apresentem economia de material e viabilidade de execução de planejamentos experimentais estatisticamente representativos envolvendo corpos de prova cilíndricos. O presente estudo investigou o comportamento mecânico de corpos de prova de concreto de dimensões reduzidas em relação ao padrão mínimo recomendado pela norma brasileira, para diferentes classes de resistência à compressão e faixas granulométricas de agregados graúdos com dimensões máximas características distintas, via Teoria da Similitude. Foram estabelecidos critérios de adensamento para os espécimes reduzidos. O Efeito Parede foi analisado por uma nova perspectiva, para diferentes tamanhos de espécimes e diversos traços de concreto. Os resultados dos testes de hipóteses mostraram similaridade entre as médias de resistência à compressão dos espécimes  $\varnothing 50 \times 100$  mm e  $\varnothing 100 \times 200$  mm para dimensões de agregado menores e resistências maiores. Através da utilização de coeficientes de predição com confiabilidade estatística, foi possível corrigir as divergências na resistência à compressão provocadas pela distorção dimensional dos agregados.

**Palavras-Chave:** Concreto de Cimento Portland, Resistência à compressão, Corpo de prova de concreto; Teoria da Similitude; Análise Dimensional; Agregado Graúdo; Efeito Parede.

## ABSTRACT

The compressive strength of concrete is the most basic and essential property used in the design of reinforced concrete structures. The use of concrete compressive strength information becomes a problem because of differences in the size and shape of the used specimens. Models that seek to bring experiment and theory together have been used for a long time. As far as an analogy is concerned, the original and model have some distinct physical qualities, but they have in common functional and structural characteristics. Through the Similitude Theory and Dimensional Analysis, it is possible to identify variables that are potentially detrimental to the accuracy of a model and to apply correction factors to them. About the Brazilian Technical Standards, specifically to ABNT NBR 5738: 2015, the smallest dimension referenced and authorized for tests on concrete cylindrical specimens is  $\emptyset 100 \times 200$  mm. However, this specimen size requires a considerable amount of material in some situations, a factor that becomes detrimental when dealing with high-cost or hardly-obtained raw materials. From this, alternative ways are sought to perform experiments that present material savings and the feasibility of performing statistically representative experimental plannings involving cylindrical specimens. The present study investigated the mechanical behavior of concrete test specimens of reduced dimensions concerning the minimum standard recommended by the Brazilian code, for different classes of compressive strength and granulometric sets of coarse aggregates with different Characteristic Maximum Dimensions, applying Similitude Theory. Density criteria were set for reduced specimens. The Wall Effect was analyzed by a new perspective, for different sizes of specimens and different traces of concrete. The results of the hypothesis tests showed similarity between the means of compressive strength of the specimens  $\emptyset 50 \times 100$  mm and  $\emptyset 100 \times 200$  mm for smaller dimensions of aggregate and larger strengths. Through the use of prediction coefficients with statistical reliability, it was possible to correct the differences in the compressive strength caused by the dimensional distortion of the aggregates.

**Keywords:** Portland Cement Concrete; Compressive Strength; Concrete Specimen; Similitude Theory; Dimensional Analysis; Coarse Aggregate; Wall Effect.

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. OBJETIVOS .....</b>	<b>2</b>
<b>2.1. Objetivos Gerais .....</b>	<b>2</b>
<b>2.2. Objetivos Específicos .....</b>	<b>2</b>
<b>3. JUSTIFICATIVA .....</b>	<b>2</b>
<b>4. REVISÃO DE LITERATURA.....</b>	<b>3</b>
<b>4.1. Sobre corpos de prova de diferentes dimensões e formas.....</b>	<b>3</b>
<b>4.2. Sobre o concreto e agregados graúdos .....</b>	<b>5</b>
<b>4.3. Módulo de Elasticidade.....</b>	<b>7</b>
<b>4.4. Taxa de deformação, velocidade e duração do carregamento .....</b>	<b>10</b>
<b>4.5. Efeito de atrito, comportamento de falha e energia de fratura.....</b>	<b>11</b>
<b>4.6. Adensamento e condições de cura.....</b>	<b>12</b>
<b>4.7. Teoria da Similitude.....</b>	<b>12</b>
<b>4.8. Análise Estatística.....</b>	<b>17</b>
<b>5. MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>18</b>
<b>5.1. Otimização de golpes para Adensamento na Mesa de Fluxo.....</b>	<b>22</b>
<b>5.2. Estudo do Efeito Parede .....</b>	<b>22</b>
<b>5.3. Aplicação da Teoria da Similitude ao estudo .....</b>	<b>25</b>
<b>5.3.1. Determinação dos termos <math>P_i</math> .....</b>	<b>26</b>
<b>5.3.2. Determinação da equação de predição .....</b>	<b>30</b>
<b>5.3.3. Determinação dos fatores de predição e distorção .....</b>	<b>30</b>
<b>5.3.4. Condições de operação.....</b>	<b>30</b>
<b>5.3.5. Critério de projeto .....</b>	<b>31</b>
<b>5.3.6. Considerações sobre o fator de distorção .....</b>	<b>32</b>
<b>6. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>33</b>
<b>6.1. Caracterização Física dos Agregados.....</b>	<b>33</b>
<b>6.2. Método de otimização de adensamento.....</b>	<b>34</b>
<b>6.3. Distorções das dimensões dos agregados na resistência à compressão ...</b>	<b>36</b>
<b>6.3.1. Análise estatística geral.....</b>	<b>37</b>
<b>6.3.2. Módulo de Elasticidade Dinâmico.....</b>	<b>41</b>



6.3.3. <i>Módulo de Elasticidade Estático</i> .....	42
6.3.4. <i>Módulo de Elasticidade Estático estimado pela NBR</i> .....	42
<b>6.4. Estudo do Efeito Parede</b> .....	<b>46</b>
<b>7. CONCLUSÃO</b> .....	<b>49</b>
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	<b>52</b>
<b>ANEXO I – TRAÇOS DOS CONCRETOS PRODUZIDOS</b> .....	<b>57</b>
<b>ANEXO II – QUADRO RESUMO DE RESULTADOS DE RESISTÊNCIA E MÓDULO DE ELASTICIDADE</b> .....	<b>58</b>
<b>ANEXO III – FATORES DE DISTORÇÃO E PREDIÇÃO</b> .....	<b>59</b>
<b>ANEXO IV – CURVAS DE CALIBRAGEM ADOTANDO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO</b> .....	<b>60</b>
<b>ANEXO V - CURVAS DE CALIBRAGEM ADOTANDO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO ENSAIADO</b> .....	<b>63</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Efeito parede, adaptado de Neville (2002).....	6
Figura 2 - Representação dos tipos de Módulo de Elasticidade no diagrama tensão-deformação. ....	8
Figura 3 - Curvas tensão-deformação para agregado, concreto e pasta; adaptado de YOUNG, BENTUR e MINDESS (1998).....	9
Figura 4 - Corpos de prova de Ø100x200 mm e Ø50x100 mm, por vistas lateral e superior, respectivamente. ....	21
Figura 5 - Contorno dos agregados graúdos em pincel para diferentes tamanhos de seções transversais.....	23
Figura 6 - Pintura completa dos agregados graúdos em pincel para diferentes tamanhos de seções transversais. ....	24
Figura 7 - Seções transversais após escaneamento e refinamento de imagens no software de edição. ....	24
Figura 8 - Representação esquemática da análise do percentual de argamassa ao longo do raio do corpo de prova.....	25
Figura 9 - Curva granulométrica da Areia e das 4 faixas de agregado graúdo utilizadas. ....	34
Figura 10 - Resultados de resistência à compressão, desvios padrões e massa específica médios dos espécimes reduzidos, referentes ao experimento de adensamento. ....	35
Figura 11 - Moldagem dos corpos de prova do experimento de adensamento.....	36
Figura 12 - Corpos de prova padronizados e reduzidos seccionados, para diferentes Dimensões Máximas Características (DMC).....	37
Figura 13 - Fatores de distorção e predição entre espécimes do mesmo traço de concreto. ....	39
Figura 14- Razões de Módulos de Elasticidade Dinâmico de espécimes padronizados por espécimes reduzidos, obtidos por ensaios. ....	40
Figura 15 - Razões de Módulos de Elasticidade Estático de espécimes padronizados por espécimes reduzidos, obtidos por ensaios. ....	40

Figura 16 - Curvas de calibração obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C20. ....	43
Figura 17 - Curvas de calibração obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C30. ....	43
Figura 18 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C40. ....	44
Figura 19 - Comparação entre resistências médias dos tamanhos de espécimes antes e após correção por fator de predição.....	46
Figura 20 - Percentual de argamassa na seção transversal de espécimes de diferentes tamanhos ao longo do raio, em relação à parede. ....	47
Figura 21 - Percentual de argamassa na seção transversal de espécimes padronizados (Ø100x200 mm) ao longo do raio, em relação à parede.....	48
Figura 22 - Percentual de argamassa na seção transversal de espécimes reduzidos (Ø50x100 mm) ao longo do raio, em relação à parede.....	48
Figura 23 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C20, adotando $E_d$ .....	60
Figura 24 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C30, adotando $E_d$ .....	61
Figura 25 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C40, adotando $E_d$ .....	62
Figura 26 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C20, adotando $E_{ci}$ .....	63
Figura 27 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C30, adotando $E_{ci}$ .....	64
Figura 28 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C40, adotando $E_{ci}$ .....	65

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Critério de normalização de resultados.....	17
Tabela 2 - Faixas granulométricas de agregado graúdo utilizadas.....	19
Tabela 3 - Relação entre parâmetros do estudo e grandezas respectivas. ....	26
Tabela 4 - Resultados de Caracterização Física dos agregados.....	33
Tabela 5 - Resultados dos testes de hipóteses t entre as médias dos espécimes reduzidos e padronizados. ....	38
Tabela 6 - Resultados dos testes de hipóteses t adotando os Módulos de Elasticidade Dinâmico obtidos via ensaios.....	41
Tabela 7 - Resultados dos testes de hipóteses t adotando os Módulos de Elasticidade Estático obtidos via ensaios. ....	42
Tabela 8 - Resultados dos testes de hipóteses adotando os Módulos de Elasticidade Estático estimado via NBR.....	45
Tabela 9 - Traços dos concretos produzidos. ....	57
Tabela 10 - Quadro resumo. ....	58
Tabela 11 - Fatores de distorção e predição.....	59

## 1. INTRODUÇÃO

O concreto é o material construtivo mais utilizado pelo homem. Além de suas diversas qualidades intrínsecas à engenharia, o concreto está diretamente relacionado a inúmeras propriedades que caracterizam sua qualidade e aplicabilidade, como a resistência à compressão, a mais básica e importante propriedade utilizada em projetos de estruturas de concreto armado (YI, YANG e CHOI, 2006). Segundo Neville (2011), a resistência à compressão é um parâmetro que permite averiguar o atendimento às especificações do projeto e lidar com obrigações contratuais. Além disso, acredita-se que entre as outras diversas propriedades do concreto, como estanqueidade, resistência a intempéries (incluindo águas agressivas) e módulo de elasticidade estão correlacionadas com a resistência mecânica (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas é responsável por estabelecer padrões e critérios a serem seguidos para o ensaio de resistência à compressão. A instituição fixa limites mínimos e máximos de diversas propriedades e procedimentos, como orientação à produção e análise de um objeto final de qualidade. Por exemplo, as dimensões mínimas de um corpo de prova cilíndrico destinado ao ensaio de resistência à compressão, estabelecidas por norma, são  $\varnothing 100 \times 200 \text{mm}$ .

O estudo em questão analisa a viabilidade da utilização de espécimes reduzidos, de  $\varnothing 50 \times 100 \text{mm}$ , o que pode representar uma redução no volume das amostras de 8 vezes, comparativamente ao tamanho mínimo estabelecido para corpos de prova cilíndricos de concreto. Aspectos relacionados a facilidades operacionais e segurança, bem como economia de recursos, energia e tempo para realização dos ensaios à compressão e tração também devem ser considerados.

Estudos comparativos para utilização de modelos reduzidos, quanto aos espécimes sujeitos à compressão, vêm sendo realizados desde o começo do Século XX (GONNERMANN, 1925; GIENGO, 1938; MURDOCK e KESLER, 1957) e também em tempos recentes (ASLANI, 2013; ZABIHI e EREN, 2014; SINGH, 2015; YAKKALI e REDDY, 2015). Um dos problemas mais identificados a esses estudos relaciona-se às diferenças no tamanho e forma dos corpos de prova, bem como dos agregados graúdos utilizados.

Dessa forma, considerando a Teoria da Similitude de Murphy como ferramenta, propõe-se alternativa para determinação do comportamento mecânico de corpos de prova de dimensões reduzidas, relativamente ao desempenho em ensaios de resistência à compressão em concreto de cimento Portland.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivos Gerais**

Determinar a influência de distorções dimensionais de agregado graúdo no comportamento mecânico de Concretos de Cimento Portland quanto a utilização de corpos de prova de dimensões  $\varnothing 50 \times 100$  mm, em relação aos de  $\varnothing 100 \times 200$  mm, através da Teoria da Similitude de Murphy.

### **2.2. Objetivos Específicos**

- Determinar, estatisticamente, a viabilidade de um elemento em escala menor, reduzido, a um elemento padronizado, de forma que a utilização do modelo reduzido seja aceitável e confiável na rotina de trabalhos de engenharia;
- Analisar a influência da dimensão máxima característica do agregado graúdo em relação à resistência à compressão do concreto para o modelo reduzido, considerando diferentes classes de resistência;
- Avaliar a influência do adensamento na resistência à compressão de corpos de prova de dimensões reduzidas e propor método otimizado;
- Avaliar a influência do Efeito Parede nos resultados de resistência a compressão dos corpos de prova cilíndricos de diferentes tamanhos;
- Avaliar a relevância dos resultados a partir da aplicação de diferentes tipos de Módulo de Elasticidade;
- Recomendar, motivar e desmistificar a aplicação de diferentes métodos e teorias em estudos futuros a partir dos resultados obtidos.

## **3. JUSTIFICATIVA**

A teoria da similitude de Murphy é aplicada a inúmeros trabalhos envolvendo análise dimensional desde o começo do século XX e constitui-se de uma ferramenta poderosa para compreender como um determinado modelo se comporta em relação ao protótipo (real). Aliando essa teoria à realização de experimentos, poderão ser obtidos resultados quantitativos e qualitativos em relação à área de estudo de espécimes reduzidos em concreto.

Estudos prévios indicam uma tendência contraditória a respeito da influência que diferentes tamanhos máximos de agregados graúdos provocam na resistência à compressão dos corpos de prova. Dessa forma, é interessante avaliar diferentes composições de espécimes de concreto contendo tamanhos e quantidades diferentes de agregados graúdos.

A utilização de espécimes reduzidos apresenta diversas vantagens. Trabalhar com corpos de prova de tamanhos menores promove economia de materiais, tempo, energia (e conseqüentemente, recursos financeiros), além de fornecer maior facilidade e segurança operacional durante a preparação e realização dos ensaios laboratoriais.

Não foram encontrados trabalhos que tratam da aplicação dessa análise dimensional entre diferentes tamanhos de corpos de prova. A pesquisa ajudará a compreender a influência que os agregados ocasionam na resistência mecânica entre diferentes corpos de prova de concreto e verificar se há diferenças consideráveis na resistência à compressão de corpos de prova reduzidos em relação ao tamanho mínimo determinado pela norma brasileira. Possivelmente, novos critérios normativos poderão ser estabelecidos caso os resultados sejam satisfatórios.

#### **4. REVISÃO DE LITERATURA**

É desejável que os resultados obtidos dos ensaios de resistência à compressão apresentem boa precisão. No entanto, estes resultados podem ser afetados por diversos fatores, como tamanho, forma, tipos de moldes, condições de cura, taxa de carga aplicada e outros (NEVILLE, 2002).

##### **4.1. Sobre corpos de prova de diferentes dimensões e formas**

Há uma gama de estudos relativos mais especificamente à influência das dimensões e formas dos corpos de prova em relação à resistência mecânica do concreto, seja em concretos convencionais ou especiais. Baalbaki *et al.* (1992) ensaiaram 126 cilindros analisando a resistência à compressão em concretos de 40 e 100 MPa, para cilindros de  $\varnothing 100 \times 200$  mm e  $\varnothing 150 \times 300$  mm; foi encontrado que os espécimes maiores possuem módulos de elasticidade maiores e resistências à compressão menores. Day e Haque (1993) conduziram um estudo de análise da influência do tamanho do espécime na resistência à compressão de concretos normais e com cinzas volantes expostos a cura fria e padrão; os resultados demonstraram, estatisticamente, que a resistência à compressão de cilindros de 75 mm de diâmetro foi idêntica aos de 150 mm e que essa relação pode ser válida para resistências de até 50 MPa; além disso, os autores afirmam que análises feitas sobre dados já publicados levaram à conclusão que a similaridade de resistência para diâmetro de 100 mm também é aceitável; e que os tipos de moldes utilizados (papelão, aço ou estanho) para produzir os cilindros não afeta significativamente as observações.

No Brasil, utiliza-se o Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos: ABNT NBR 5739:2018, e nos Estados Unidos, o cilindro com dimensões de  $\varnothing 150 \times 300$  mm (ARAÚJO, GUIMARÃES e GEYER, 2012). Em países como Alemanha, Reino Unido, e muitos outros da União Europeia, são utilizados como padrão os corpos de prova cúbicos de 150 mm. Em alguns países, os dois padrões são igualmente aceitos, como a Noruega (YI, YANG e CHOI, 2006; ASLANI, 2013). Espécimes cúbicos não requerem capeamento, mas demonstram maior resistência à compressão que os espécimes cilíndricos, o que requer máquinas de ensaio com maior capacidade (ELWET e FU, 1995). A prensa utilizada no ensaio pode não ter capacidade para ensaiar Concretos de Alta Resistência (CAR) feitos em corpos de prova de 150 mm x 300 mm, sendo então necessário o uso de formatos menores (DAL MOLIN, 1995; AİTCIN, 2000; ARAÚJO, GUIMARÃES e GEYER, 2012).

Estudos mais recentes inferem que corpos de prova de dimensões maiores possuem menores resistências medidas (VISO, CARMONA e RUIZ, 2008; ARIÖZ *et al.* 2009; SINGH, 2015). Os autores têm feito essa justificativa baseando-se nos fatos de que espécimes maiores possuem maior chance de possuírem irregularidades e heterogeneidade em relação a corpos de prova menores.

Alguns trabalhos explicitam fatores de conversão em relação à resistência à compressão entre diferentes tamanhos de espécimes. Malaikah (2005), em seu estudo sobre efeito do tamanho e forma do espécime em 30 traços de concreto de alta resistência ( $f_{ck} \cong 30$  a  $95$  MPa), concluiu que a razão da resistência à compressão entre cilindros de  $\varnothing 150 \times 300$  mm e  $\varnothing 100 \times 200$  mm foi de 0,86; Felekoglu e Turkel (2005) concluíram em seu estudo que para converter a resistência do cilindro com 100 mm de diâmetro ao cilindro de 150 mm o coeficiente de transição é 1,02 para resistências normais ( $f_{ck} \cong 20$  a  $35$  MPa) e 1,16 para concretos de alta resistência ( $f_{ck} \cong 50$  a  $90$  MPa); Yazici e Sezer (2007) tiveram como um dos resultados de seus experimentos uma razão de 1,03 no que diz respeito à resistência ( $f_{ck} \cong 14$  a  $50$  MPa) de cilindros com 100 mm de diâmetro em relação aos de 150 mm. Em geral, assume-se que a resistência à compressão entre espécimes cilíndricos  $\varnothing 100 \times 200$  mm é 5% maior do que cilindros  $\varnothing 150 \times 300$  mm (ERSOY, 1985; YAZICI e SEZER, 2007).

Foi relatado que o uso de espécimes reduzidos (cilindros de  $\varnothing 100 \times 200$  mm) nos ensaios de resistência à compressão para concretos de alta resistência ( $f_{ck} \cong 50$  a  $90$  MPa) pode resultar em resistências aparentemente mais baixas quando comparado com espécimes maiores (cilindros de  $\varnothing 150 \times 300$  mm) (TOKYAY e OZDEMIR, 1997; FELEKOGLU e TURKEL, 2005).



Estudos mais recentes, entretanto, afirmam a tendência de aumento de resistência para corpos de prova menores; tanto para corpos de prova cilíndricos de dimensões  $\varnothing 75 \times 150$  mm (VISO, CARMONA e RUIZ, 2008), quanto para dimensões  $\varnothing 100 \times 200$  mm (SINGH, 2015), quando comparados com cilindros  $\varnothing 100 \times 200$  mm e  $\varnothing 150 \times 300$  mm, respectivamente.

Deve-se considerar a influência da dimensão máxima do agregado graúdo quando se utiliza corpos de prova de dimensões reduzidas. Segundo Coura (2006), se o tamanho dos agregados for pequeno em relação às dimensões do corpo de prova, o material se torna menos heterogêneo; entretanto, para agregados maiores em relação ao tamanho do espécime, a influência será significativa.

Espécimes reduzidos oferecem inúmeras vantagens, mas é necessário considerar a variabilidade dos resultados nos ensaios. Alguns estudos (DAY e HAQUE, 1993; MARTINS, 2008) afirmaram que existe um aumento do coeficiente de variação da resistência à medida que ocorre a diminuição do tamanho de espécimes geometricamente semelhantes.

## **4.2. Sobre o concreto e agregados graúdos**

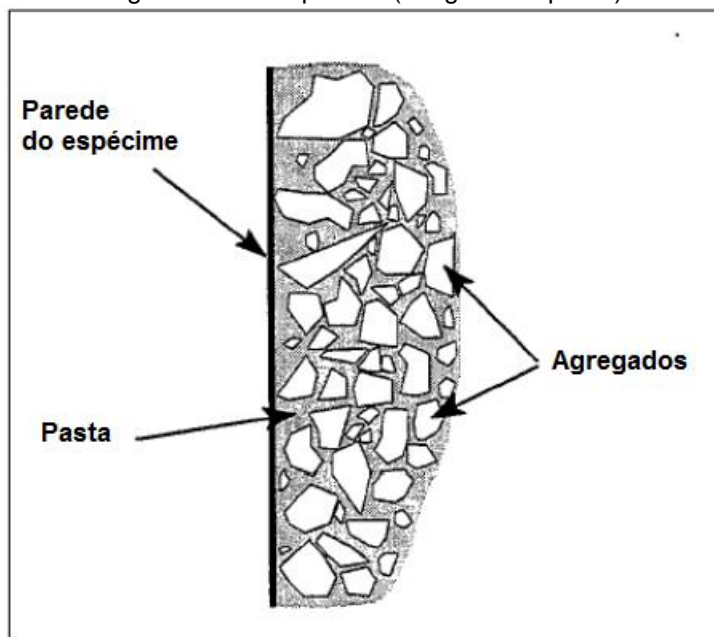
A respeito da forma dos agregados, partículas com uma alta razão de área superficial por volume são indesejáveis para o concreto pois influenciam negativamente na trabalhabilidade da mistura. É o caso de partículas escamosas, por exemplo; que afetam a durabilidade do concreto por tenderem a ser orientadas em um plano, formando bolsas de água e ar por baixo das partículas de agregado. A presença de partículas mais alongadas a partir de 10 a 15 % da massa do agregado graúdo é geralmente considerada indesejável, embora não haja limites estabelecidos (NEVILLE e BROOKS, 2010).

Em estudo realizado por Kozul e Darwin (1997), utilizando basalto e calcário como agregados graúdos, com tamanhos de 12 mm e 19 mm, e diferentes volumes desses agregados (alto – 75% e baixo – 67%), concluiu-se que tanto os concretos de resistência normal ( $f_c(5 \text{ dias}) \cong 25 \text{ MPa}$ ) quanto os de alta resistência ( $f_c(100 \text{ dias}) \cong 60 \text{ MPa}$ ) são pouco afetados pelo tamanho do agregado, no que diz respeito ao valor de resistência à compressão. Adicionalmente, concretos de resistência normal contendo basalto ou calcário resistiram mais à compressão com maiores quantidades de agregado do que aqueles com menores quantidades.

O critério de conformidade para produção dos corpos de prova relaciona a dimensão máxima do agregado graúdo utilizado no concreto com as dimensões do corpo de prova, a qual não deve ser superior a 1/4 do diâmetro do espécime, e 1/3 em casos excepcionais (ABNT NBR 5738:2015). Isso indica que a graduação dos agregados é um fator relevante. O fenômeno *Wall*

*Effect* (ou Efeito Parede) indica que a quantidade de argamassa necessária para preencher o espaço entre os agregados de concreto pode ser menor do que a quantidade de argamassa necessária para preencher o espaço entre agregados e a parede do corpo de prova, o que influenciaria o desempenho desse espécime (SINGH, 2015).

Figura 1 - Efeito parede (imagem adaptada).



Fonte: NEVILLE (2002).

Diversos estudos foram desenvolvidos com o intuito de identificar a influência entre o tipo e o tamanho dos agregados com relação à resistência à compressão em concretos. Issa *et al.* (2000) conduziram um estudo no qual foram analisadas mudanças do tamanho do corpo de prova cilíndrico ( $\varnothing 75 \times 150$  mm,  $\varnothing 100 \times 200$  mm e  $\varnothing 150 \times 300$  mm) e tamanho máximo do agregado (4.75, 9.5, 19.0, 37.5, e 75.0 mm) em relação à razão módulo de elasticidade e resistência à compressão de concretos ( $E/f_c$ ) com  $f_{ck} \cong 40$  MPa. Os resultados demonstraram que: a razão foi maior para o maior tamanho máximo de agregado em cada data de ensaio à compressão (7, 14, 28, 100 e 180 dias); na comparação geométrica de espécimes com mesma composição de materiais, quão maior o cilindro, maior a razão  $E/f_c$  para todas as idades; e o efeito do tamanho do agregado foi evidente para todos os tamanhos máximos em análise, exceto no caso do concreto com agregados de tamanho máximo igual a 4.75 mm (o que foi atribuído ao

relativamente pequeno tamanho de agregado e ao fato de que essa mistura basicamente representa argamassa ou microconcreto).

Em outro estudo, Ioannides e Mills (2006) examinaram o efeito do tipo e tamanho do agregado graúdo nas propriedades do concreto de  $f_{ck} \cong 28$  MPa, como resistência à compressão, flexão e módulo de elasticidade. Foi observado que a graduação dos agregados tem pouco efeito nas propriedades do concreto. Além disso, Krishna, Krishna Rao e Rajagopal (2010), investigando o efeito de diferentes tamanhos de agregado graúdo (10, 12.5, 16, 20 mm) nas propriedades do concreto com  $f_{ck} \cong 30$  MPa, normal e auto adensável, concluíram que o aumento tanto na resistência à compressão quanto na flexão e tração é diretamente proporcional ao tamanho do agregado graúdo e que as resistências são máximas utilizando dimensão máxima de 20 mm. Entretanto, Albarwary, Aldoski e Askar (2017) analisaram diferentes traços de concreto para diferentes tamanhos máximos de agregados (9.5, 12.5, 19, 25 e 37.5 mm) e concluíram que em geral a resistência à compressão do concreto normal ( $f_{ck} \cong 20$  MPa) aumenta quando o tamanho máximo do agregado diminui, que a dimensão máxima influencia fortemente a resistência do concreto e que a resistência à compressão ótima é atingida utilizando agregados de dimensão máxima 9.5 mm.

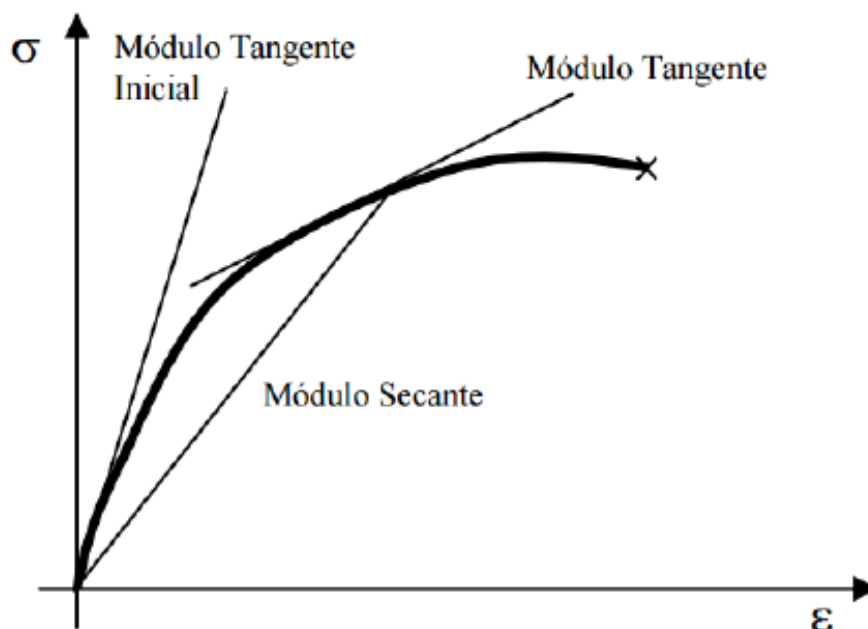
### **4.3. Módulo de Elasticidade**

O módulo de elasticidade é um importante parâmetro a ser levado em consideração quando se trata de trabalhos envolvendo comportamento mecânico e rigidez de materiais. O mesmo determina a capacidade de um elemento de se deformar enquanto submetido ao esforço mecânico e está associado com a tensão de escoamento, ruptura, propagação de trincas, porosidade, composição química e outros. Também conhecido como Módulo de Young, o parâmetro é uma das mais importantes propriedades elásticas do concreto no desempenho de estruturas e se relaciona com esse pela pasta de cimento, rigidez dos agregados selecionados e método de determinação do módulo (ALMEIDA, 2012).

Os tipos de módulo de deformação estático devem ser escolhidos de acordo com o intuito do ensaio e estão relacionados com diferentes planos de carga, determinados a partir da declividade da curva tensão-deformação obtida em ensaios de corpos de prova cilíndricos (ABNT NBR 8522:2008). O módulo tangente inicial ( $E_0$ ), também comumente indicado por  $E_{ci}$ , é dado pela inclinação de uma reta traçada na origem do diagrama tensão-deformação, e é utilizado quando se requer caracterizar a deformabilidade do concreto submetido a baixas tensões; já o módulo tangente em um ponto genérico ( $E_{tg}$ ) pode ser determinado para qualquer ponto do

diagrama e é utilizado quando se deseja simular uma estrutura submetida a carregamentos ou descarregamentos em diferentes estágios de carga; e o módulo de deformação secante ( $E_{sec}$ ) define-se como uma reta traçada entre os pontos correspondentes a tensão de 0,5 MPa e 50% da tensão última, simulando a estrutura durante seu primeiro carregamento (ARAÚJO, 2011).

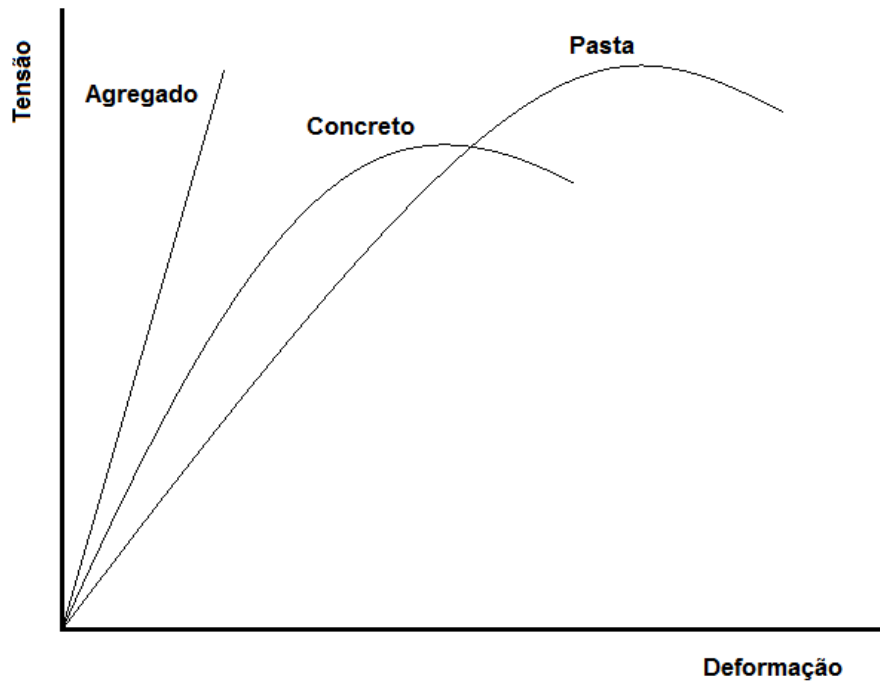
Figura 2 - Representação dos tipos de Módulo de Elasticidade no diagrama tensão-deformação.



Fonte: SOUZA (2015).

O concreto é um material heterogêneo e, dessa forma, mudanças microestruturais podem exercer consideráveis influências em suas propriedades, principalmente na resistência mecânica e deformabilidade. Os constituintes do concreto não possuem a mesma rigidez do que a mistura, o que está em acordo com a localização de seu diagrama tensão-deformação, compreendido entre os de pasta de cimento e agregado (Figura 3). A zona de transição e a evolução de microfissuras conferem o aspecto não-linear do diagrama, surgindo mesmo em situações de serviço, e levam à perda progressiva de rigidez (ALMEIDA, 2005; MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Figura 3 - Curvas tensão-deformação para agregado, concreto e pasta (imagem adaptada).



Fonte: YOUNG, BENTUR e MINDESS (1998).

O módulo de elasticidade inicial do concreto pode ser estimado quando não forem realizados ensaios, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, usando as expressões a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa};$$

$$E_{ci} = 21,5 \times 10^3 \alpha_E \left( \frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa}.$$

Sendo

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio};$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse};$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário};$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}.$$

Onde

$E_{ci}$  e  $f_{ck}$  são dados em megapascal (MPa).

O módulo de elasticidade dinâmico é a medida do módulo através da determinação da frequência natural de vibração do material, obtida em ensaios de frequência ressonante. O parâmetro está relacionado ao comportamento elástico do concreto, visto que durante a vibração são aplicadas tensões muito baixas, medindo-se deformações instantâneas muito pequenas (NEVILLE, 1982).

O método de ensaio para determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais, obtidas por pulsos ultrassônicos, através de um componente de concreto, é prescrito pela ABNT NBR 8802:1994. A norma não tem como intuito obter o módulo de elasticidade do material em estudo, mas auxilia na execução do ensaio (BENETTI, 2012).

A ASTM C597:2009 propõe uma estimativa de determinação do módulo de elasticidade dinâmico baseado na velocidade de onda, massa específica do elemento e coeficiente de Poisson do material (Equação 1). Trata-se de um método alternativo, não destrutivo e de fácil execução, para determinar a rigidez do concreto.

$$E_d = \rho V^2 \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)} \quad (1)$$

$\rho$  – Massa específica (kg/m<sup>3</sup>)  
 $V$  – Velocidade de onda (km/s)  
 $\mu$  – Coeficiente de Poisson

#### **4.4. Taxa de deformação, velocidade e duração do carregamento**

O concreto é um material frágil que falha na compressão por microfissuração. A respeito da taxa de deformação, que está intimamente ligada à velocidade de carregamento em ensaios à compressão axial, seu comportamento dependente é causado por uma transição do fenômeno de fluência, que governa a falha a taxas menores do que as taxas de carga estática. Diminuições no nível de microfissuração em qualquer nível de tensão dado irão reduzir a quantidade de deformação longitudinal. Isso é causado pela resistência inercial do material através do qual o caminho de propagação de fissuras se desenvolve. Dessa forma, a falha ocorre em um nível de tensão muito maior do que para carregamento estático, pois as fissuras são forçadas a se propagarem por regiões de maior resistência, e também porque uma maior quantidade de

microtrincas pode ser necessária antes de que uma fratura contínua possa ser formada (BISCHOFF e PERRY, 1991).

A velocidade e duração de aplicação da carga é outro fator relevante. Velocidades entre 0,3 e 0,8 MPa/s são fixadas pela ABNT NBR 5739:2018, introduzidas continuamente e sem choques. Essa norma especifica que durante a deformação do espécime próxima à ruptura nenhum ajuste deve ser efetuado nos controles da máquina de ensaio. Mais especificamente ao ensaio, é importante compreender que em uma estrutura real o concreto estará sujeito a ações permanentes, de longa duração, diferentemente do comportamento em relação ao ensaio laboratorial, mais rápido; Rüsç (1960) colocou em evidência esse comportamento, mostrando que esse fenômeno reduz a resistência potencial do concreto em relação às condições reais.

#### **4.5. Efeito de atrito, comportamento de falha e energia de fratura**

O efeito de atrito provocado pelo confinamento dos corpos de prova na realização dos ensaios de resistência à compressão pode modificar as distribuições de tensões nas faces das amostras. Quando não há confinamento, o concreto tende a apresentar fissuração longitudinal, configuração típica de tração. No ensaio, ocorre contato do corpo de prova com os pratos da prensa, gerando uma tensão que modifica a configuração das fissuras de ruptura. Essas fissuras provocam uma ruptura no formato tronco de cone, comum para concretos com resistências normais (ANDRADE e TUTIKIAN, 2011).

A qualidade da matriz na Zona de Transição de Interface (ZTI) e comportamento de falha no concreto sob compressão uniaxial foram estudados. Foi observado que a ZTI se torna crítica para agregados maiores e menor relação água/cimento ( $a/c$ ) nas matrizes de argamassas; o efeito negativo de texturas lisas dos agregados, somado à diferença de módulo de elasticidade entre agregado e matriz é de importância primordial para compósitos com baixa relação  $a/c$ ; além disso, a ligação interface foi fator determinante na resistência à tração, mas não influenciou consideravelmente a resistência à compressão (AKCAOGLU, TOKYAY e CELIK, 2004).

Em concretos de alta resistência com massa específica normal, a linha de fratura durante o ensaio à compressão axial atravessa os agregados; já em concretos normais, a ruptura do material ocorre pelo colapso da argamassa e a separação entre as fases, resultando uma linha de fratura ao redor do agregado (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2011).

Kumar e Reddy (2017) estudaram o efeito de diferentes tamanhos máximos de agregado graúdo (10, 16 e 20 mm) em relação à energia de fratura em concretos de alta resistência ( $f_{ck} > 50 \text{ MPa}$ ). Em uma de suas observações, concluíram que a energia de fratura é fortemente

afetada pelo tamanho do agregado graúdo e aumenta consideravelmente com a diminuição do tamanho do agregado. Um aumento de 23.3% na energia de fratura foi observado em concretos com agregados de 20 mm comparativamente àqueles com agregados de 10 mm.

#### **4.6. Adensamento e condições de cura**

Em relação ao adensamento do concreto, deve ser dito que, entre os diversos testes aplicáveis, não existe uma relação única entre eles; cada ensaio possui particularidades de aplicação. O ensaio de mesa de fluxo, por exemplo, tem sido difundido particularmente para concretos feitos com misturas aditivadas com superplastificantes, redutores de água (NEVILLE e BROOKS, 2010). A norma brasileira estabelece diferentes critérios a serem seguidos e que variam dependendo de determinados parâmetros, como o abatimento. O método de adensamento deve ser escolhido em função do abatimento, segundo a ABNT NBR NM 67:1998.

Alguns trabalhos concluíram que os resultados de resistência à compressão entre espécimes maiores (cilindros  $\varnothing 150 \times 300$  mm) e reduzidos (cilindros  $\varnothing 100 \times 200$  mm) são significativamente afetados pelas condições de cura. Na faixa de classes C30 a C70, notou-se diferenças consideráveis entre ganhos de resistência em corpos de prova curados em água, comparativamente com aqueles curados ao ar (ZABIHI e EREN, 2014; YAKKALI, 2015). Os procedimentos indicados para moldagem e cura de corpos de prova de concreto, segundo a ABNT NBR 5738:2015, aplicam-se a corpos de prova cilíndricos utilizados nos ensaios de compressão e tração por compressão diametral e a corpos de prova prismáticos utilizados no ensaio de tração por flexão.

#### **4.7. Teoria da Similitude**

No contexto da Engenharia, é comum a prática de buscar modelos (objetos reduzidos) em relação a protótipos (objetos de tamanho real), por razões de economia. Os princípios que envolvem projeto, construção, operação e interpretação de resultados no que diz respeito a esses modelos reduzidos corresponde à teoria da similitude. Essa teoria inclui assumir condições sob as quais o comportamento de dois corpos possa ser similar, e, técnicas para predizer resultados de forma precisa no modelo em relação ao protótipo (MURPHY, 1950).

Desde o começo do Século XX, existe uma série de trabalhos desenvolvidos aplicando essa teoria, envolvendo temas como análise dimensional, casos de estudo aeroespaciais, equações diferenciais, métodos energéticos, análise de estruturas impactadas, efeitos de escala em compósitos e outros. Atualmente, há uma disponibilidade vasta de tecnologias para o desenvolvimento de projetos e trabalhos complexos em relação a um século atrás, mas mesmo



assim, experimentos em modelos de escala reduzida continuam sendo uma opção a ser considerada, por engenheiros, como uma das ferramentas de projeto das mais viáveis e valiosas (CHAMBERS, 2009; COUTINHO, BAPTISTA e RODRIGUES, 2016).

Quando um sistema é complexo o bastante de forma que não se possa formular um modelo matemático que preveja seu comportamento, mesmo fazendo algumas presunções; um trabalho experimental extenso pode ser necessário até que o sistema ganhe confiabilidade necessária e performance desejada (SIMITSES e REZAEPAZHAND, 1992; COUTINHO, BAPTISTA e RODRIGUES, 2016). Através da aplicação da análise dimensional à teoria da similitude, obtém-se apenas resultados qualitativos, mas quando se alia com os procedimentos experimentais, ela pode oferecer resultados quantitativos e equações de predição acuradas (MURPHY, 1950).

Os modelos propostos por Murphy são:

- Modelos verdadeiros: todas as características são reproduzidas em escala e todos os critérios de projeto e condições de operação são atendidos.
- Modelos adequados: permitem predizer adequadamente uma característica, mas não permitem necessariamente a predição de outras características.
- Modelos distorcidos: Alguns critérios de projeto não são atendidos, sendo requerida a correção da equação de predição.
- Modelos dissimilares: Há distinção nas qualidades físicas básicas entre modelo e protótipo, mas há semelhança em características funcionais e estruturais.

Dentre esses modelos, destaca-se o distorcido, aquele em que um ou mais critérios de projeto não são atendidos, sendo requerida então a correção pela equação de predição (JENTZSCH *et al.*, 2013), definida pela Equação 2. Murphy (1950) ainda cita que há três tipos de distorção: devido ao material, ao carregamento e à geometria. A última pode se subdividir em 2 distorções: por configuração e dimensão.

$$\frac{\pi_1}{\pi_{1M}} = \frac{f(\pi_2, \pi_3, \pi_4, \dots \pi_s)}{f(\pi_{2M}, \pi_{3M}, \pi_{4M}, \dots \pi_{sM})} \quad (2)$$

A aproximação do modelo distorcido ao original pode ser feita através de coeficientes obtidos de relações entre as características do objeto modelo e objeto original. A combinação dos coeficientes, como o fator de predição e os fatores de distorção, quando devidamente

desenvolvida, dá origem a produtos adimensionais e independentes (termos  $\Pi$ ), que por sua vez auxiliam no desenvolvimento da equação de predição e, conseqüentemente, permitem a avaliação dos resultados através de fatores de correção e predição (MURPHY, 1950; KOLTZSCH e WALDEN, 1990; JENTZSCH *et al.*, 2013). Os termos  $\Pi$  são ferramentas que permitem relacionar a variável principal aos demais parâmetros influentes no estudo, através deles que é possível obter os coeficientes citados, por exemplo.

Pode-se citar alguns exemplos de números adimensionais e independentes, como: Mach, Nusselt, Reynolds, Strouhal, Froude, Biot (ZOHURI, 2015). O número de Mach, por exemplo, é uma medida adimensional de velocidade, definida como a razão entre a velocidade do objeto e a velocidade do som (HALLIDAY, 2008); outro caso é do número de Reynolds, número adimensional utilizado na mecânica dos fluidos para calcular o regime de escoamento de um fluido sobre uma superfície (STOKES, 1851).

A construção de um modelo de escala deve ser acompanhada por uma análise para determinar sob que condições ele deve ser testado. A similitude é atingida quando as condições de teste são criadas de tal forma que os resultados de teste são aplicáveis ao projeto real (ZOHURI, 2015).

Segundo Jentzsch *et al.* (2013), a similitude física entre dois processos ou sistemas é atingida quando há:

- Existência de constantes de similitude e essas são semelhantes para mesmas grandezas;
- Existência de produtos adimensionais e independentes (termos  $\Pi$ ), os quais na transposição de original para modelo apresentem mesmo valor numérico.

Jentzsch *et al.* (2013) ainda ressalta que na prática não há similitude completa e sim parcial. Na grande maioria das vezes o processo de reprodução de um protótipo com exatidão é inviável, por motivos tanto técnicos quanto econômicos, principalmente quando a diferença entre escalas é grande ou o trabalho envolve um grande número de parâmetros a serem considerados.

A Teoria da Similitude depende diretamente dos termos  $\Pi$ , os quais envolvem o Teorema  $\Pi$  de Buckingham. Em geral, o teorema diz que o número de quantidades adimensionais e independentes requeridos para expressar a relação entre variáveis em qualquer fenômeno é

igual ao número de quantidades envolvidas menos o número de dimensões nas quais aquelas quantidades podem ser medidas (MURPHY, 1950). Equacionando, tem-se:

$$s = n - b \quad (3)$$

$s$  é o número de termos pi;  
 $n$  é o número total de quantidades envolvidas;  
 $b$  é o número básico de dimensões envolvidas.

Uma vez que os parâmetros que influenciam os resultados de interesse foram pré-estabelecidos, determinam-se os termos Pi de interesse a partir das seguintes premissas (MURPHY, 1950);

1. Escrever as equações dimensionais auxiliares;
2. Assumir valores numéricos arbitrários ao mesmo número de termos pi dos expoentes desconhecidos;
3. Determinar a configuração final de equações simultâneas;
4. Combinar os resultados para formar um termo Pi;
5. Repetir os passos anteriores;
6. Combinar os resultados na forma da equação geral.

Uma vez que se tem conhecimento das variáveis as quais se pretende trabalhar, pode-se seguir as premissas anteriores para determinação dos termos Pi e da equação de predição.

A equação geral a seguir é proposta pelo teorema de Buckingham e aplica-se ao protótipo em estudo:

$$\pi_1 = f(\pi_2, \pi_3, \pi_4, \dots, \pi_s) \quad (4)$$

A Equação 2 mostra que o termo  $\pi_1$  está diretamente relacionado com os outros termos que serão determinados. Essa mesma equação pode ser desenvolvida para modelos reduzidos, introduzindo o índice M:

$$\pi_{1M} = f(\pi_{2M}, \pi_{3M}, \pi_{4M}, \dots, \pi_{sM}) \quad (5)$$

Considerando os postulados de Murphy (1950) e a equação geral do Teorema de Buckingham, pode-se dividir a Equação 4 pela Equação 5, tendo-se então a equação de predição, já apresentada:

$$\frac{\pi_1}{\pi_{1M}} = \frac{f(\pi_2, \pi_3, \pi_4, \dots, \pi_s)}{f(\pi_{2M}, \pi_{3M}, \pi_{4M}, \dots, \pi_{sM})} \quad (2)$$

As condições de projeto devem ser satisfeitas, ou seja, cada um dos termos  $\pi_i$  referentes ao protótipo devem ser iguais aos termos  $\pi_{iM}$  referentes ao modelo ( $\pi_{iM} = \pi_i$ ), sendo  $i$  um índice referente a qualquer termo  $\pi_i$ . Considerando essas condições satisfeitas, tem-se então um modelo real. Entretanto, quando uma ou mais dessas condições não são satisfeitas, as funções não serão iguais e há a necessidade de introdução de um fator de predição  $\delta$  para que a equação de predição seja estabelecida. Portanto, tem-se:

$$\pi_1 = \delta \pi_{1M} \quad \delta \text{ é o fator de predição} \quad (6)$$

Assim, comparando a Equação 4 à Equação 5, percebe-se que para avaliar  $\delta$ , a razão entre duas funções precisa ser avaliada. Isto é: o fator de predição é igual à razão entre a equação geral do protótipo (Equação 1) e a equação geral do modelo (Equação 2). Essa determinação envolve evidência experimental adicional ou conhecimento de como o termo  $\pi_i$  em questão influencia a função (MURPHY, 1950).

Do ponto de vista experimental, pode-se realizar séries de testes nos quais deseja-se encontrar o grau de distorção entre os termos  $\pi_i$  em questão. A equação a seguir permite avaliar o grau de distorção:

$$\pi_{im} = \alpha \pi_i \quad (7) \quad \alpha - \text{Grau de distorção}$$

Sendo que  $i$  pode ser referente a qualquer termo  $\pi_i$ , exceto aquele que envolve o fator de predição  $\delta$ .

É desejável que o grau de distorção seja próximo a 1, pois significa que a aproximação entre modelo e protótipo é boa. Todavia, em algumas situações isso não é possível, e o grau de distorção acaba por atingir um valor maior ou menor que 1. É o que acontece, por exemplo, quando as quantidades distorcidas envolvem propriedades do material (MURPHY, 1950).

#### 4.8. Análise Estatística

Uma solução para avaliação dos resultados é a utilização de gráficos confrontando os valores de  $\delta$  e  $\alpha$  encontrados, para que possa ser analisada a influência dos critérios de projeto e, conseqüentemente, observar o comportamento das curvas de distorção e identificar coeficientes de predição para os casos em estudo (MURPHY, 1950; TIMMONS, ALBRIGHT e FURRY, 1978; JENTZSCH *et al.*, 2013).

Murphy (1950) recomenda utilizar um critério que estabelece valores limites de  $(x - x')/\sigma$  para cada amostra de  $n$ ; sendo  $n$  o número correspondente ao espaço amostral;  $x$  o valor individual a ser analisado;  $x'$  a média aritmética dos resultados; e  $\sigma$  o desvio padrão dos resultados para o caso. Esse critério também é conhecido como critério de Chauvenet.

Tabela 1 - Critério de normalização de resultados.

$n$	$(x-x')/\sigma$	$n$	$(x-x')/\sigma$
5	1.73	20	2.35
6	1.81	22	2.39
7	1.88	24	2.42
8	1.95	26	2.46
9	2.01	30	2.51
10	2.05	40	2.62
12	2.13	50	2.70
14	2.20	100	2.94
16	2.26	200	3.17
18	2.31	500	3.45

Fonte: Murphy (1950).

A ABNT NBR 7215:2006 adota um critério para rejeição dos resultados para determinação da carga de ruptura. Segundo a mesma, deve-se “calcular o desvio relativo máximo da série de quatro resultados [...], dividindo o valor absoluto da diferença entre a resistência média e a resistência individual que mais se afaste desta média, para mais ou para menos, pela resistência média e multiplicando este quociente por 100”. Quando o desvio relativo máximo for superior a 6%, deve-se calcular uma nova média e desconsiderar o valor discrepante, identificando este no certificado com um asterisco. Ao persistir o fato, elimina-se os espécimes de todas as idades e o ensaio ser totalmente refeito.

Em estudo conduzido por Araújo, Guimarães e Geyer (2012), verificou-se a influência de alguns fatores no resultado de resistência à compressão, como o tipo de concreto (concretos C30 e C60), a dimensão dos corpos de prova cilíndricos ( $\emptyset 100 \times 200$  mm e  $\emptyset 150 \times 300$  mm) e o tipo de laboratório. Foi observado, com utilização da análise estatística de variância, que o tipo de concreto e ambiente laboratorial são significativamente influentes nos resultados, e que os corpos de prova de dimensão  $\emptyset 100 \times 200$  mm apresentaram as maiores dispersões quanto aos resultados.

Uma poderosa ferramenta estatística é a aplicação de um teste de hipóteses, o qual pode ser aplicado para um ou mais grupos amostrais e verificar a existência de relações de igualdade entre os mesmos (VIEIRA e HOFFMANN, 1989). O Teste t, por exemplo, tem como objetivo verificar se uma determinada característica de diferentes populações apresentam igualdade entre seus valores médios, adotando um intervalo de confiança específico. O teste de hipóteses t já foi utilizado em estudos envolvendo análises comparativas entre espécimes de concreto, como o de Carvalho *et al.* (2017).

## **5. MATERIAIS E MÉTODOS**

Foi utilizado um cimento CP III 40 para a pesquisa. É interessante que a finura dos grãos de cimento não seja muito discrepante em relação à média dos tipos de cimento que temos disponíveis comercialmente. Todavia, acredita-se que o tamanho do grão do cimento não influi consideravelmente no que diz respeito à posterior análise dimensional que será feita, uma vez que os agregados miúdo e graúdo apresentam dimensões bem mais significativas.

Quanto aos agregados, trabalhou-se com areia natural quartzosa, proveniente da cidade de Ponte Nova – MG, apresentando granulometria dentro da zona utilizável, segundo a ABNT NBR 7211:2009. As rochas britadas utilizadas foram gnáissicas tipo 0, 1 e 2, fornecidas pela empresa Martins Lanna, Contagem - MG; as quais foram peneiradas e suas frações foram montadas baseando-se nas faixas granulométricas ilustradas na Tabela 2, também em acordo com a norma ABNT NBR 7211:2009.

Tabela 2 - Faixas granulométricas de agregado graúdo utilizadas

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida acumulada			
	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3	Faixa 4
25 mm	-	-	-	5
19 mm	-	-	5	8.5
12.5 mm	-	5	52.5	52.5
9.5 mm	5	10	90	100
6.3 mm	52.5	52.5	100	-
4.75 mm	90	100	-	-
2.36 mm	100	-	-	-

Os agregados foram caracterizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) e mantidos estocados em recipientes plásticos hermeticamente fechados no depósito do laboratório.

A seguir, é apresentada uma lista de ensaios relativos à Caracterização Física dos agregados, e em sequência a metodologia adotada, conforme a norma ABNT NBR 7211:2009:

- Massa específica – NBR NM 52:2003 para agregados miúdos e NBR NM 53:2003 para agregados graúdos
- Massa unitária – NBR NM 45:2006
- Granulometria – NBR NM 248:2003
- Forma dos grãos – NBR 7809:2006
- Teor de umidade – NBR 9775:1987 para agregados miúdos e NBR 9939:1987 para agregados graúdos
- Absorção de água – NBR NM 30:2001 para agregados miúdos e NBR NM 53:2003 para agregados graúdos
- Material Pulverulento – NBR NM 46:2003

Foi utilizado aditivo plastificante MC-TECHNIFLOW 540 com teor de 0,5% em relação à massa de cimento para todos os traços. O teor de 0,5% foi obtido através do ensaio de ponto de saturação da pasta para relação a/c de 0,45, utilizando cimento CP III 40.

Foram produzidos concretos de classe C20, C30 e C40, para maior abrangência de resultados, no que tange diferentes qualidades do material concreto. Esses foram preparados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFOP, utilizando-se betoneira CSM com capacidade normal de mistura de 70 L. Foram produzidos 9 corpos de prova cilíndricos de  $\varnothing 100 \times 200$  mm e 9 de  $\varnothing 50 \times 100$  mm para 12 traços de concreto (3 classes de concreto para cada uma das 4 faixas granulométricas sugeridas no trabalho); dos quais 8 foram destinados ao ensaio à compressão e 1 ao módulo de elasticidade dinâmico e estático - integralizando o total de 216 corpos de prova.

Para o ensaio de módulo de elasticidade estático, foram instalados 2 medidores de deformação elétricos resistivos, tipo *strain gages* (extensômetros), modelo PA-06-800BA-120L da marca Excel Sensores, por corpo de prova a ser ensaiado, nas direções vertical e horizontal, a  $\frac{1}{2}$  da altura do elemento, diametralmente opostos. Esses foram solidarizados com a utilização de massa plástica adesiva, neutralizador, condicionador, álcool isopropílico, adesivo instantâneo e resina de silicone. Os medidores são citados pela ABNT NBR 8522:2008 e medem diretamente as deformações específicas. A aquisição de dados foi realizada com o auxílio de um *datalogger* AGILENT modelo 34972A.

Optou-se pelo método da tensão fixa para a aplicação das cargas nos ciclos de carregamento. Os corpos de prova foram submetidos a uma tensão limite superior no valor de  $0,3f_c$ , que é mantida por 60 segundos, seguido de um descarregamento até a força de 0,5 MPa por 60 segundos. 4 ciclos de carregamento e descarregamento foram adotados para todos os casos e por fim há acréscimo de carga à taxa de  $0,45 \pm 0,15$  MPa/s até a ruptura. O módulo de elasticidade estático (MPa) foi determinado pela equação a seguir:

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad (8)$$

$\sigma_b$  – Tensão maior ( $0,3f_c$ )  
 $\varepsilon_a$  – Deformação específica média sob tensão básica  
 $\varepsilon_b$  – Deformação específica média sob tensão maior  
0,5 – Tensão básica (MPa)

Para o módulo de elasticidade dinâmico, foi adotado o método de determinação da ASTM C597:2009, baseado na velocidade de onda longitudinal necessária para percorrer elementos de concreto. A leitura da velocidade foi efetuada por meio do aparelho de ultrassom modelo TICO da marca Proceq, equipado com transdutores de 54 kHz (NBR 8522:2008). Foi aplicada camada de vaselina sobre as interfaces e os transdutores. O módulo de elasticidade dinâmico (MPa) foi



determinado pela equação 1, já apresentada. Adotou-se o valor de coeficiente de Poisson igual a 0,2 conforme permitido pela ABNT NBR 6118:2014 para tensões de compressão menores que  $0,5f_c$ .

Foi utilizado o software de dosagem de concretos desenvolvido por Soares (2009), aplicando-se o método ACI/ABCP (TORRES e ROSMAN, 1953), para as classes de resistência à compressão de 20 MPa (C20), 30 MPa (C30) e 40 MPa (C40); e consistência fixada em  $80\pm 10$  mm pelo ensaio de abatimento do tronco de cone, ABNT NBR NM 67:1998. Após os resultados, foram construídas tabelas com as quantidades em massa de cimento, areia e pedra britada; relação água/cimento; abatimento (slump); e teor de argamassa (ANEXO I).

Os corpos de prova  $\varnothing 100 \times 200$  mm foram moldados e adensados conforme ABNT NBR 5738:2015, já os  $\varnothing 50 \times 100$  mm foram moldados em 2 camadas e respeitando o número de golpes determinado através do método de otimização proposto (item 5.1). A cura foi submersa em tanque com solução saturada de cal hidratada. Os espécimes foram retirados aos 27 dias de idade da submersão, suas superfícies foram secadas, base e topo lixados, suas dimensões medidas com paquímetro e pesados em balança de 12 kg de capacidade, com precisão de 1 grama.

Os ensaios de compressão foram realizados aos 28 dias de idade, seguindo as recomendações da ABNT NBR 5739:2018. A regularização das faces em contato com os pratos da máquina de ensaio foi feita utilizando-se a técnica do capeamento com enxofre. A máquina universal de ensaios empregada foi uma EMIC DL 20000. Foi utilizada uma célula de carga de 20 tf (200 kN) de capacidade para os corpos de prova de dimensões  $\varnothing 50 \times 100$  mm, e uma célula de carga de 200 tf (2000 kN) de capacidade para os corpos de prova de  $\varnothing 100 \times 200$  mm.



Figura 4 - Corpos de prova de  $\varnothing 100 \times 200$  mm e  $\varnothing 50 \times 100$  mm, por vistas lateral e superior, respectivamente.

O Critério de Chauvenet foi adotado para verificação dos valores de resistência à compressão. Para número de amostras igual a 8, adotou-se o critério de aceitação de dados:  $\frac{x-x'}{\sigma} < 1,95$ . Em paralelo, aplicou-se também o critério de aceitação/rejeição dos valores de desvio relativo máximo, da ABNT NBR 7215:1996.

Para verificação de igualdade entre as médias de resistência entre espécimes modelo e protótipo, foi adotado o Teste de hipóteses t de Student para duas médias, heterocedástico e bilateral.

### **5.1. Otimização de golpes para Adensamento na Mesa de Fluxo**

O experimento visou encontrar um número de golpes ótimo e mínimo a ser atingido na Mesa de Fluxo para que o concreto fosse adequadamente adensado e obtivesse resistência à compressão satisfatória, uma vez que a norma brasileira não estabelece critérios para um modelo de dimensões  $\varnothing 50 \times 100$  mm.

Foram produzidos 5 espécimes reduzidos para 6 quantidades de golpes diferentes, dos quais 2 foram destinados a análise da disposição interna dos agregados, sendo seccionados segundo sua geratriz, com serra diamantada SC-100 Motomil em corte resfriado. Foi adotada a taxa de 1 golpe/segundo na realização do adensamento; medida a massa específica de todos os corpos de prova no estado fresco; e utilizou-se cimento CP V ARI com ensaio à compressão aos 7 dias de idade. Demais materiais e procedimentos de execução foram idênticos ao experimento principal, como descrito previamente neste trabalho.

Os resultados de densidade no estado fresco e resistência à compressão foram os parâmetros que indicaram a qualidade do adensamento executado para determinado número de golpes.

### **5.2. Estudo do Efeito Parede**

Para identificar o fenômeno efeito parede, procedeu-se a uma análise quantitativa do percentual de argamassa na seção transversal dos corpos de prova de diferentes dimensões. Para isso, foram moldados 5 corpos de prova cilíndricos de  $\varnothing 50 \times 100$  mm,  $\varnothing 100 \times 200$  mm e  $\varnothing 150 \times 300$  mm, integralizando 15 corpos de prova utilizando CP V ARI, os quais foram rompidos à compressão aos 7 dias. Para cada dimensão, um corpo de prova foi seccionado com serra diamantada a  $\frac{1}{4}$  de sua altura, lixado e limpo, expondo sua seção central.

Paralelamente, outro estudo foi feito, com o intuito de estudar profundamente os CPs de dimensões  $\varnothing 50 \times 100$  mm e  $\varnothing 100 \times 200$  mm, para quatro diferentes tipos de faixas granulométricas, de DMCs 25, 19, 12.5 e 9.5 mm, utilizando cimento CP III 40 e concreto C20. 4 seções/tamanho/traço, das quais duas foram a  $\frac{1}{2}$  de sua altura e as outras duas a  $\frac{1}{4}$ , foram analisadas posteriormente pelo algoritmo.

Tendo como base a técnica de determinação do teor de poros na seção, por Mendes *et al.* (2017), os agregados graúdos foram destacados em preto; as seções foram registradas digitalmente com scanner HP Scanjet G4050 com resolução de 2400 dpi e tratadas por software de edição de imagens. Então, foi empregado um algoritmo para leitura da quantidade de pixels brancos, tratados como argamassa, ao longo do raio de cada seção, no software MATLAB®.

As Figuras 5, 6 e 7 ilustram, em sequência, o processo para introduzir a seção ao algoritmo. Vale ressaltar que os poros das seções foram tratados como argamassa para simplificação de cálculos. A Figura 8 ilustra um esquema para facilitar o processo de análise de resultados nas seções dos corpos de prova.



Figura 5 - Contorno dos agregados graúdos em pincel para diferentes tamanhos de seções transversais.



Figura 6 - Pintura completa dos agregados graúdos em pincel para diferentes tamanhos de seções transversais.



Figura 7 - Seções transversais após escaneamento e refinamento de imagens no software de edição.

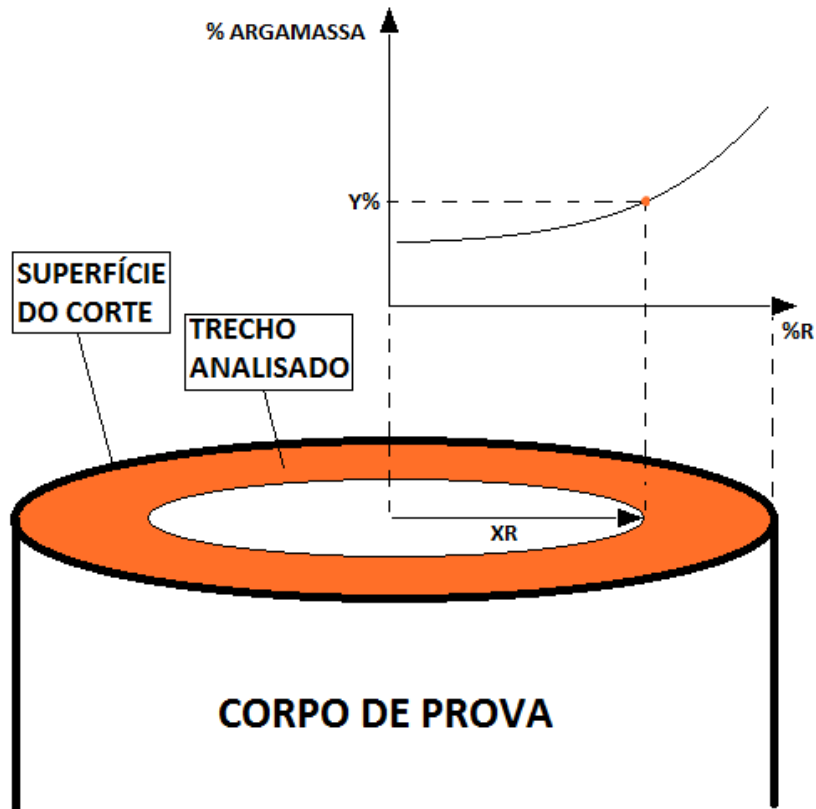


Figura 8 - Representação esquemática da análise do percentual de argamassa ao longo do raio do corpo de prova.

### 5.3. Aplicação da Teoria da Similitude ao estudo

A aplicação da Teoria da Similitude envolve determinação dos termos  $\Pi$ , explicitação da equação de predição, fator de predição e fatores de distorção.

Os termos  $\Pi$  são determinados tomando-se inicialmente conhecimento dos parâmetros influentes com os quais deseja-se trabalhar, sendo essa uma parte fundamental e exclusiva de cada estudo. Os parâmetros foram selecionados de forma que se possa analisar um número razoável de termos  $\Pi$  mas que não envolva elevada quantidade de grandezas, pois de acordo com o Teorema de Buckingham e a equação 2, quanto mais grandezas envolvidas, menor a quantidade de termos  $\Pi$ , o que acaba limitando a análise dos resultados. A Tabela 3 ilustra os parâmetros e respectivas grandezas envolvidas, sendo  $F$  a grandeza força e  $L$  o comprimento.

Tabela 3 - Relação entre parâmetros do estudo e grandezas respectivas.

Parâmetros	Grandezas
$f_{cj}$	$FL^{-2}$
$l$	L
$d$	L
$d_a$	L
$P$	F
$E$	$FL^{-2}$

Seguindo o roteiro proposto por Murphy, parte-se de uma equação geral aplicada ao problema, na qual tem-se parâmetros influentes ao objeto em estudo (no caso, um corpo de prova cilíndrico, de concreto) que se relacionam diretamente à resistência à compressão. Os parâmetros determinados são: comprimento do espécime, diâmetro do corpo de prova, dimensão do agregado, força compressiva e módulo de elasticidade. A equação geral pode ser explicitada da seguinte forma:

$$f_{cj} = f(l, d, d_a, P, E) \quad (9)$$

$f_{cj}$  – Resistência à compressão  
 $l$  – Comprimento do espécime  
 $d$  – Diâmetro do corpo de prova  
 $d_a$  – Dimensão do agregado  
 $P$  – Força compressiva  
 $E$  – Módulo de elasticidade

### 5.3.1. Determinação dos termos $Pi$

De forma a encontrar termos adimensionais, Murphy propõe a adequação da equação geral a uma equação que permita encontrar coeficientes exponenciais para cada parâmetro envolvido, como a equação 9. Essa equação permitirá o desenvolvimento de um sistema de equações, separando-as de acordo com o tipo de grandeza envolvida. Todas as equações desse sistema serão igualadas a zero e estarão em função dos expoentes de cada parâmetro, isso proporcionará a determinação de termos adimensionais; pois, se em um termo qualquer a soma dos expoentes de uma mesma grandeza é igual a zero, este elemento equivalerá a 1 e o termo será adimensional.

A equação 9 pode ser escrita assim:

$$C_{\alpha} f_{c_j}^{c_1} l^{c_2} d^{c_3} d_a^{c_4} P^{c_5} E^{c_6} = 1 \quad (10) \quad C_{\alpha} - \text{Constante determinada experimentalmente.}$$

Dessa forma, tem-se uma equação dimensional correspondente:

$$(FL^{-2})^{c_1} (L)^{c_2} (L)^{c_3} (L)^{c_4} (F)^{c_5} (FL^{-2})^{c_6} = 0 \quad (11)$$

F – Força;  
L – Comprimento.

Procede-se então com a explicitação de equações auxiliares devido à equação dimensional (equação 10):

$$F: c_1 + c_5 + c_6 = 0 \quad (12)$$

$$L: -2c_1 + c_2 + c_3 + c_4 - 2c_6 = 0 \quad (13)$$

Dessa forma, há disponibilidade de 2 equações e 6 incógnitas para a resolução do sistema. Então, de acordo com a equação 1, necessita-se assumir 4 valores arbitrários para que todos os coeficientes possam ser determinados.

Para verificar a independência entre as equações, deve-se calcular o determinante de uma matriz quadrada (da mesma ordem do número de grandezas envolvidas) que seja formada por coeficientes das equações em estudo, e verificar se o seu resultado é diferente de zero. No caso, há um sistema de 2 equações - envolvendo, portanto, 2 grandezas (força e comprimento) – com 6 incógnitas inseridas; 2 incógnitas serão escolhidas, das 6, para montar a matriz 2x2, que verificará a condição de independência entre as equações:

$$\begin{vmatrix} \beta_{11} & \beta_{12} \\ \beta_{21} & \beta_{22} \end{vmatrix} \neq 0 \quad (14)$$

Os coeficientes  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  e  $c_4$  serão utilizados para a determinação de valores arbitrários e os coeficientes  $c_5$  e  $c_6$  serão escolhidos para a checagem da condição de independência entre equações. Lembrando que apenas os coeficientes relacionados às incógnitas entrarão nos cálculos. Isto é, como na equação 11, “ $c_1 + c_5 + c_6 = 0$ ”, escolhe-se as incógnitas  $c_5$  e  $c_6$ , então uma das linhas da matriz será formada pelos algarismos 1 e 1. Para a equação 12, os coeficientes das mesmas incógnitas ( $c_5$  e  $c_6$ ) são 0 e -2, respectivamente. Os índices da primeira

linha correspondem aos coeficientes dos termos  $c_5$  e  $c_6$  da equação 11 e os índices da segunda linha correspondem aos coeficientes dos mesmos termos da equação 12. Dessa forma, tem-se:

$$\begin{vmatrix} 1 & 1 \\ 0 & -2 \end{vmatrix} = -2$$

A condição foi satisfeita, portanto as equações são independentes e a seleção é válida. Distribui-se então valores arbitrários para as outras incógnitas envolvidas no estudo ( $c_1$ ,  $c_2$ ,  $c_3$  e  $c_4$ ). Então, para cada termo  $\pi_i$ , serão encontrados valores para os coeficientes  $c_5$  e  $c_6$ . Todos os valores (os arbitrários e os encontrados) serão então aplicados na equação geral adequada (como a equação 9, por exemplo), e então cada termo  $\pi_i$  será determinado. O processo de distribuição de valores arbitrários se repete até que todos os termos  $\pi_i$  sejam determinados.

Iniciando o processo de atribuição de valores arbitrários às incógnitas:

$$c_1 = 1$$

$$c_2 = 0$$

$$c_3 = 0$$

$$c_4 = 0$$

Esses valores podem ser substituídos na equação 12. Então:

$$-2 * 1 + 0 + 0 + 0 - 2 * c_6 = 0$$

$$c_6 = -1$$

E agora esse valor pode ser substituído na equação 11:

$$1 + c_5 - 1 = 0$$

$$c_5 = 0$$

Todos os coeficientes são substituídos na equação 9:

$$C_\alpha f_{c_j}^1 l^0 d^0 d_a^0 P^0 E^{-1} = 1$$

Removendo  $C_\alpha$ , parâmetro experimental, pode-se explicitar o termo  $\pi_1$  dimensional:

$$\pi_1 = \frac{f_{c_j}}{E} \tag{15}$$



De forma semelhante, repete-se o processo anterior para determinação dos termos  $\pi$  restantes, mudando a arbitrariedade dos valores assumidos de  $c_1$  a  $c_4$ .

$$c_1 = 0$$

$$c_2 = 1$$

$$c_3 = 0$$

$$c_4 = 0$$

Então:

$$1 - 2c_6 = 0$$

Logo:

$$c_6 = 1/2; \text{ e}$$

$$c_5 = -1/2$$

E conseqüentemente:

$$\pi_2 = l \sqrt{\frac{E}{P}} \quad (16)$$

Para  $\pi_3$  e  $\pi_4$ , o processo é análogo. Contudo, a arbitrariedade dos coeficientes se modifica, de forma que para  $\pi_3$  o coeficiente  $c_3$  seja igual a 1 e  $c_1 = c_2 = c_4 = 0$ ; e para  $\pi_4$  o coeficiente  $c_4$  seja igual a 1 e  $c_1 = c_2 = c_3 = 0$ . Após desenvolvimento dos cálculos, tem-se:

$$\pi_3 = d \sqrt{\frac{E}{P}} \quad (17)$$

$$\pi_4 = d_a \sqrt{\frac{E}{P}} \quad (18)$$

De posse de todos os termos  $\pi$ , a explicitação da equação de predição e fatores de distorção e predição será trivial, bastando apenas substituí-los em equações já definidas pela Teoria da Similitude.

### 5.3.2. Determinação da equação de predição

Partindo da equação de predição generalizada e sabendo da necessidade apenas da correta definição dos termos  $\pi_i$ , pode-se determinar a equação de predição. Dessa forma, desdobra-se então a equação de predição:

$$\frac{f_{cj}}{E} = f\left(l * \sqrt{\frac{E}{P}}, d * \sqrt{\frac{E}{P}}, d_a * \sqrt{\frac{E}{P}}\right) \quad (19)$$

### 5.3.3. Determinação dos fatores de predição e distorção

O fator de predição e os fatores de distorção, respectivamente, podem ser definidos:

$$\delta = \frac{\pi_{1P}}{\pi_{1M}} = \frac{f_{cP}/E_P}{f_{cM}/E_M} \quad (20)$$

$$\alpha_2 = \frac{(l\sqrt{\frac{E}{P}})_M}{(l * \sqrt{\frac{E}{P}})_P} \quad (21)$$

$$\alpha_3 = \frac{(d\sqrt{\frac{E}{P}})_M}{(d\sqrt{\frac{E}{P}})_P} \quad (22)$$

$$\alpha_4 = \frac{(d_a\sqrt{\frac{E}{P}})_M}{(d_a\sqrt{\frac{E}{P}})_P} \quad (23)$$

### 5.3.4. Condições de operação

Como o objetivo do trabalho em questão é estudar a influência da dimensão máxima do agregado na resistência à compressão de diferentes tamanhos de corpos de prova, trabalhou-

se apenas com o fator de distorção  $\alpha_4$ , o qual tem em sua fórmula os coeficientes relativos à dimensão máxima de agregado para modelo e protótipo.

A princípio, deve-se assumir a premissa de que se deseja um comportamento similar nos resultados de resistência à compressão entre modelo e protótipo, portanto:

$$f_{cM} = f_{cP}$$

Substituindo-se as variáveis  $P$  e  $d$  na equação anterior e evidenciando os termos relativos a protótipo (índice P) e modelo (índice M), tem-se:

$$\frac{P_M}{(d_M^2/4)} = \frac{P_P}{(d_P^2/4)}$$

Para o mesmo traço, tem-se diferenças em diâmetro relativas aos espécimes em estudo da ordem de 2 unidades. Dessa forma:

$$d_P = 2d_M$$

Procedendo-se com os cálculos:

$$\frac{P_M}{(d_M^2/4)} = \frac{P_P}{(4d_M^2/4)}$$

$$4P_M = P_P$$

Dessa forma uma condição de operação é a de que a carga de ruptura do protótipo seja 4 vezes o valor de carga de ruptura do modelo.

Para o caso em que o concreto do protótipo e modelo é o mesmo, assume-se a igualdade entre módulos de elasticidade e tem-se outra condição de projeto:

$$E_M = E_P$$

Estabelece-se que a razão entre dimensão máxima do agregado referente ao protótipo e modelo é igual à variável  $n$ , sendo essa a última condição de projeto para o caso:

$$\frac{d_{aP}}{d_{aM}} = n$$

### 5.3.5. Critério de projeto

A condição de similitude requerida entre modelo e protótipo é a seguinte:

$$\pi_{4M} = \pi_{4P}$$

Aplicando as condições de projeto estabelecidas no subitem anterior e desenvolvendo os cálculos, será obtido o critério de projeto para o estudo:

$$\begin{aligned} (d_a \sqrt{\frac{E}{P}})_M &= (d_a \sqrt{\frac{E}{P}})_P \\ \sqrt{\frac{P_P}{P_M}} &= \frac{d_{aP}}{d_{aM}} \\ \sqrt{\frac{4P_M}{P_M}} &= n \end{aligned}$$

**$n = 2$  (critério de projeto)**

### 5.3.6. Considerações sobre o fator de distorção

Partindo do fator de distorção  $\alpha$ , pode-se notar que esse fator depende diretamente dos tamanhos de dimensão máxima do agregado utilizados tanto no modelo como no protótipo:

$$\alpha = \frac{(d_a \sqrt{\frac{E}{P}})_M}{(d_a \sqrt{\frac{E}{P}})_P}$$

Aplicando as condições de projeto estabelecidas no subitem anterior, tem-se:

$$\alpha = \frac{d_{aM} \sqrt{\frac{E_M}{P_M}}}{d_{aP} \sqrt{\frac{E_M}{4P_M}}}$$

$$\alpha = \frac{2d_{aM}}{d_{aP}} \tag{24}$$

Pode-se observar que o fator de distorção  $\alpha$  depende somente dos parâmetros dimensão máxima do agregado utilizado no modelo e dimensão máxima do agregado utilizado no protótipo, apenas quando se assume a condição de operação  $E_M = E_P$ . Para os casos em que os módulos de elasticidade entre modelo e protótipo apresentam diferenças consideráveis, a Equação 24 é inviável.

## 6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

### 6.1. Caracterização Física dos Agregados

Os resultados de caracterização dos agregados estão listados na Tabela 4. Os valores de massa específica, unitária e absorção de água foram compatíveis com valores esperados para agregados de mesma tipologia e origem geológica. A umidade dos agregados não foi levada em consideração na dosagem dos concretos, pois todas frações foram secas em estufa previamente à produção dos concretos. O índice de forma não ficou próximo ao desejável (resultados em torno de 2) para o experimento, pois índices próximos a 1 proporcionam mais homogeneidade à mistura e menor variabilidade de resultados. Os valores percentuais de material pulverulento estão todos dentro do limite máximo aceitável da ABNT NBR 7211:2009.

Tabela 4 - Resultados de Caracterização Física dos agregados.

Parâmetros	Areia	Brita 0	Brita 1	Brita 2
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,65	2,61	2,64	2,68
Massa Unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,51	1,44	1,47	1,37
Absorção de água (%)	-	1,29	0,72	0,80
Umidade (%)	1,67	-	-	-
Índice de Forma (IF)	-	1,8	2,01	2,13
Material Pulverulento (%)	1,65	0,81	0,20	0,16

As curvas granulométricas da areia e das quatro faixas de agregados graúdos utilizadas no trabalho estão ilustradas na Figura 9 a seguir. Os preenchimentos transparentes em cor alaranjada e azul indicam as zonas utilizáveis dos agregados miúdo e graúdo, respectivamente, em acordo com os limites da norma ABNT NBR 7211:2009.

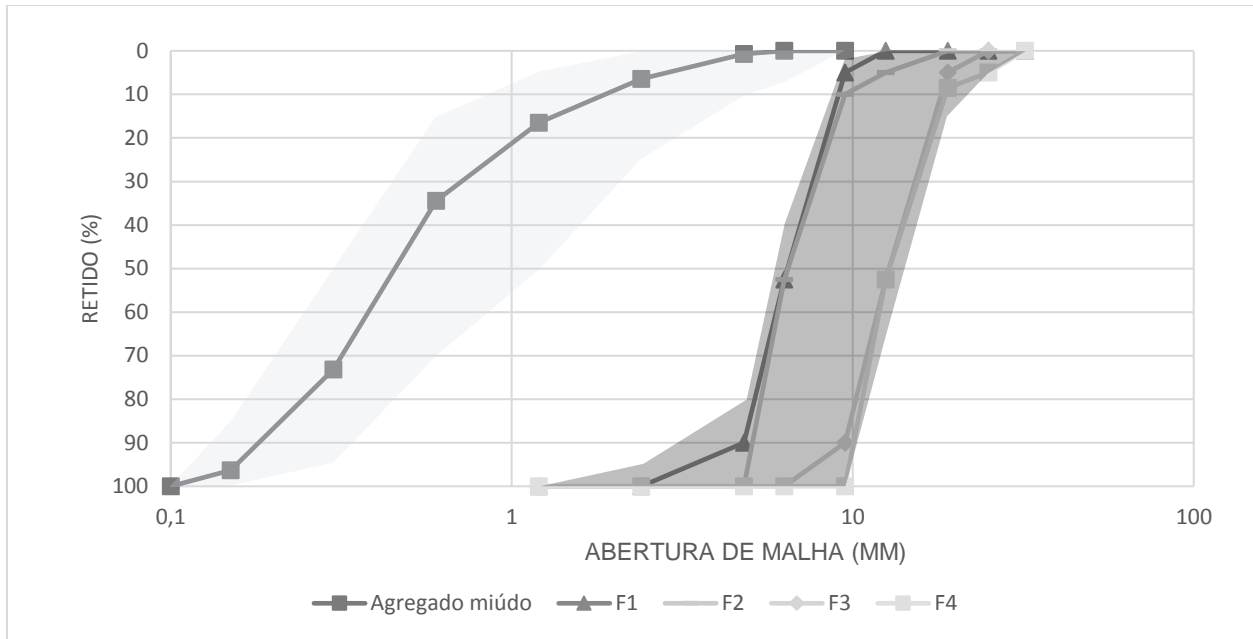


Figura 9 - Curva granulométrica da Areia e das 4 faixas de agregado graúdo utilizadas.

## 6.2. Método de otimização de adensamento

A Figura 10 resume os resultados obtidos com o método de otimização de adensamento, no intuito de determinar o número de golpes mínimo necessário para adensar todos os espécimes reduzidos ( $\varnothing 50 \times 100$  mm) adequadamente.

Segundo os resultados, a massa específica não possui uma relação ótima ou direta com o número de golpes, apesar da possibilidade de que o volume dos moldes e presença de britas com tamanhos mais significativos possa ter ocasionado variações aos valores médios de massa específica; ou ainda, podem indicar a desagregação da mistura por excesso de energia de vibração.

Observa-se que a resistência à compressão possui uma possível relação direta com o número de golpes e, pelo Teste t para duas médias, a média de resistência para 20 golpes não é significativamente diferente da média para 25 golpes ( $p$  valor = 0,7510) e da média para 30 golpes ( $p$  valor = 0,4445). Dessa forma, o número de golpes ótimo para a adequação do concreto à respectiva classe foi admitido como 20.

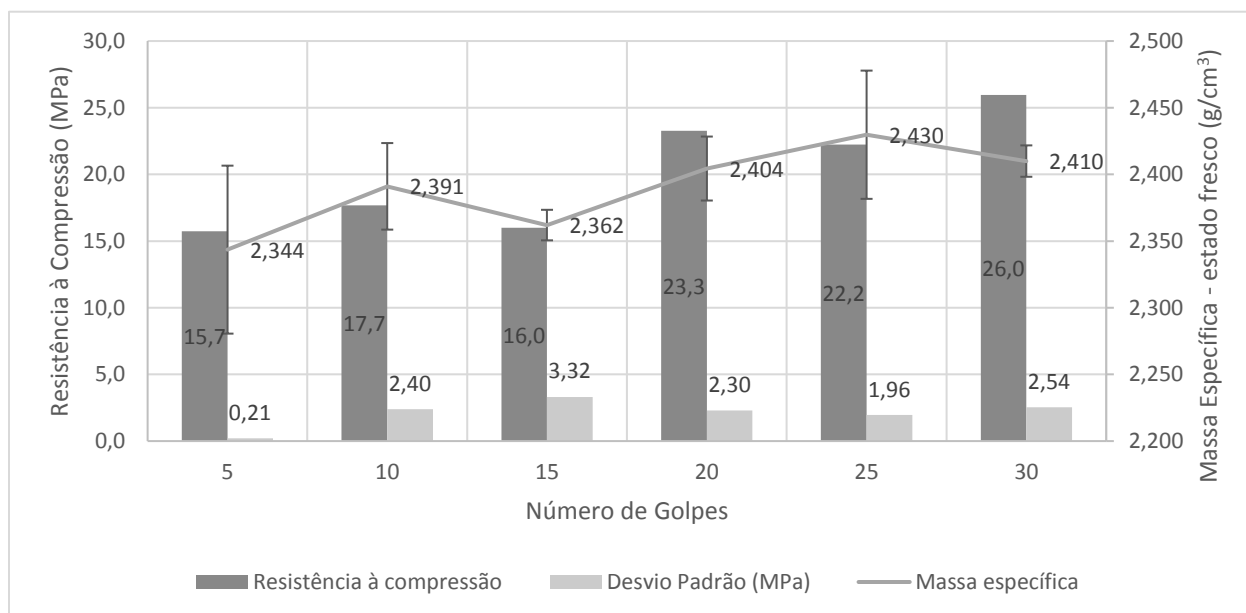


Figura 10 - Resultados de resistência à compressão, desvios padrões e massa específica médios dos espécimes reduzidos, referentes ao experimento de adensamento.

A Figura 11, a seguir, ilustra a moldagem dos corpos de prova deste experimento. Destacadas com elipses, nas imagens de 5, 10 e 15 golpes, estão falhas de moldagem nas áreas superficiais laterais dos espécimes. Nota-se boa qualidade de moldagem a partir dos espécimes adensados com 20 golpes, o que está em acordo com os resultados de massa específica e resistência mecânica. As condições de adensamento são importantes para que o concreto adquira resistência à compressão satisfatória, pois misturas com relações a/c muito baixas, por exemplo, tendem a apresentar uma dificuldade em expulsar vazios internos (ANDRADE e TUTIKIAN, 2011). Dessa forma, a curva de Abrams, citada por Mehta e Monteiro (2008) e Neville (1997), que apresenta a relação inversa e exponencial entre a resistência do concreto e sua relação a/c é válida apenas para concretos plenamente adensados.

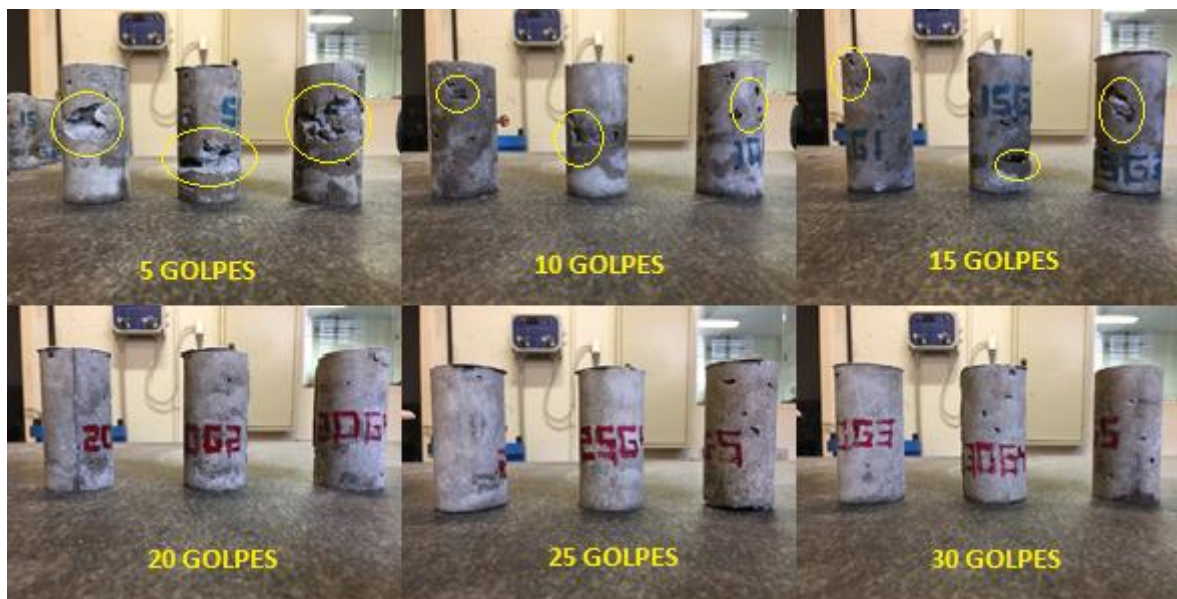


Figura 11 - Moldagem dos corpos de prova do experimento de adensamento.

### 6.3. Distorções das dimensões dos agregados na resistência à compressão

A Figura 12 ilustra os espécimes para diferentes graduações de pedras britadas, em corte segundo a geratriz dos elementos. Os elementos superiores são corpos de prova de  $\varnothing 100 \times 200$  mm e os inferiores  $\varnothing 50 \times 100$  mm. Visualmente, percebe-se maior homogeneidade na distribuição dos agregados para os elementos de DMC 9,5 e 12,5 mm; o que pode indicar resultados de resistência mecânica mais satisfatórios. Rohden (2012) afirmou que a dimensão máxima característica do agregado tem uma influência direta sobre a resistência à compressão, sendo que agregados de menor DMC apresentam melhor desempenho devido à menor probabilidade de haverem partículas contendo falhas e maior homogeneidade do concreto. Além disso, Krishna, Krishna Rao e Rajagopal (2010) observaram que o aumento da dimensão do agregado graúdo eleva a tendência de segregação da mistura.



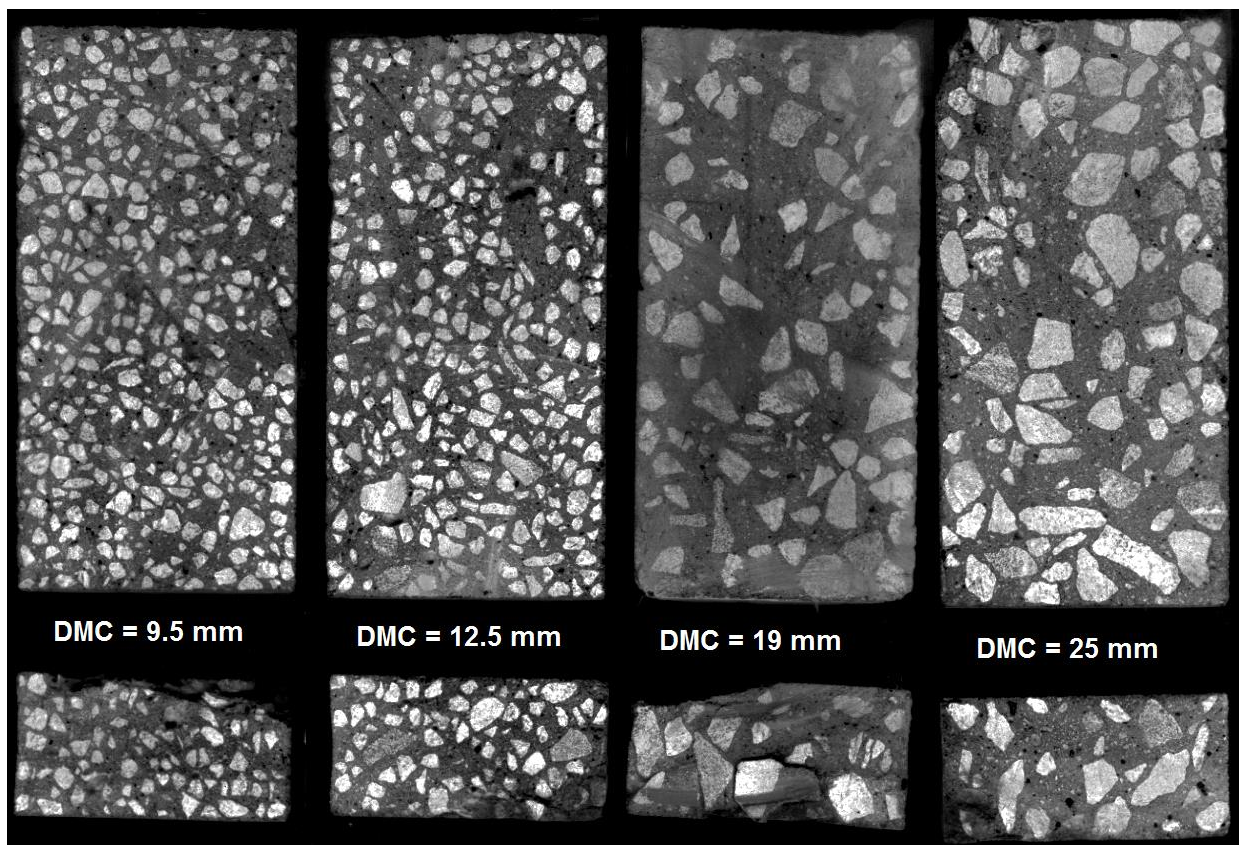


Figura 12 - Corpos de prova padronizados e reduzidos seccionados, para diferentes Dimensões Máximas Características (DMC).

### 6.3.1. Análise estatística geral

Inicialmente, deve-se identificar quais traços apresentaram resultados de resistência à compressão significativamente diferentes (intervalo de confiança de 95%), ou seja, em quais possivelmente existe influência da distorção associada ao tamanho de agregados. Para isso, o Teste t foi efetuado internamente para todos os traços, comparando os valores de resistência à compressão das amostras modelo (espécimes  $\varnothing 50 \times 100$  mm) com as resistências à compressão das amostras protótipo (espécimes  $\varnothing 100 \times 200$  mm).

A Tabela 5 exibe os resultados do Teste t para todos os traços. Vale ressaltar que a rejeição da hipótese nula ( $h_0$ ), nesse caso, pode ser um indicativo de distorção influente nos resultados de resistência à compressão. Observa-se possível influência para os DMCs de 25 mm e 19 mm, classes C20 e C30. Entretanto, há indicativo de igualdade entre as resistências para a classe C40. Isso se deve principalmente à aproximação de resistências para CAR, visto que essa classe é a maior entre as estudadas e, para concretos convencionais, a ruptura do material ocorre

pelo colapso da argamassa, ou seja, a linha de fratura não atravessa os agregados (ROSSIGNOLO & AGNESINI, 2011). A não rejeição da hipótese nula para os DMCs 12.5 e 9.5 mm pode ser explicada pela diminuição (ou desconsideração) da heterogeneidade do material (COURA, 2006); inclusive, essas dimensões estão em conformidade com a recomendação da norma brasileira de que o tamanho máximo do agregado não deve ser superior a 1/4 do diâmetro do espécime (ABNT NBR 5738:2015).

Tabela 5 - Resultados dos testes de hipóteses t entre as médias dos espécimes reduzidos e padronizados.

<b>Teste t</b>			
<b>DMC (mm)</b>	<b>C20</b>	<b>C30</b>	<b>C40</b>
<b>25</b>	<b><math>h_0</math> rejeitado</b>	<b><math>h_0</math> rejeitado</b>	$h_0$ não rejeitado
<b>19</b>	<b><math>h_0</math> rejeitado</b>	<b><math>h_0</math> rejeitado</b>	$h_0$ não rejeitado*
<b>12.5</b>	$h_0$ não rejeitado	$h_0$ não rejeitado	$h_0$ não rejeitado
<b>9.5</b>	$h_0$ não rejeitado	$h_0$ não rejeitado**	$h_0$ não rejeitado

\*- Para 6 amostras; \*\*- Para 4 amostras

Com o intuito de estimar coeficientes que representem a distorção e a predição para os casos de rejeição da hipótese nula, as Equações 20 e 23 foram aplicadas dentro de cada uma das três classes de resistência estudadas para todos os casos, exceto aqueles que envolvem o mesmo traço. A Tabela 11 (Anexo III) exhibe os valores de todos os coeficientes obtidos.

Esses coeficientes foram plotados em gráficos  $\alpha \times \delta$ , proporcionando 3 pontos por traço. Tomou-se a tendência parabolóide para definir a interação entre os 3 pontos; sendo assim, para cada um dos 12 traços, foi possível plotar uma parábola.

Para compreender a análise a partir daqui, é necessário conhecer o comportamento dos pontos  $(\alpha, \delta)$  para os casos que envolvem o mesmo traço. Através de uma simulação com resultados de resistência à compressão de concretos C15, C25 e C35, percebeu-se que os valores para os fatores de distorção e predição possuem tendência de distribuição ao longo da equação  $\delta = 0,25 \alpha^2$ , com  $R^2$  muito próximo a 1 (Figura 13). Essa equação foi usada como ponto de intercessão com as parábolas para obter os coeficientes  $\delta$  desejados; ou seja, os pontos de

encontro entre as parábolas e essa equação forneceram os  $\delta$  necessários para verificar e efetuar a correção das distorções para cada caso.

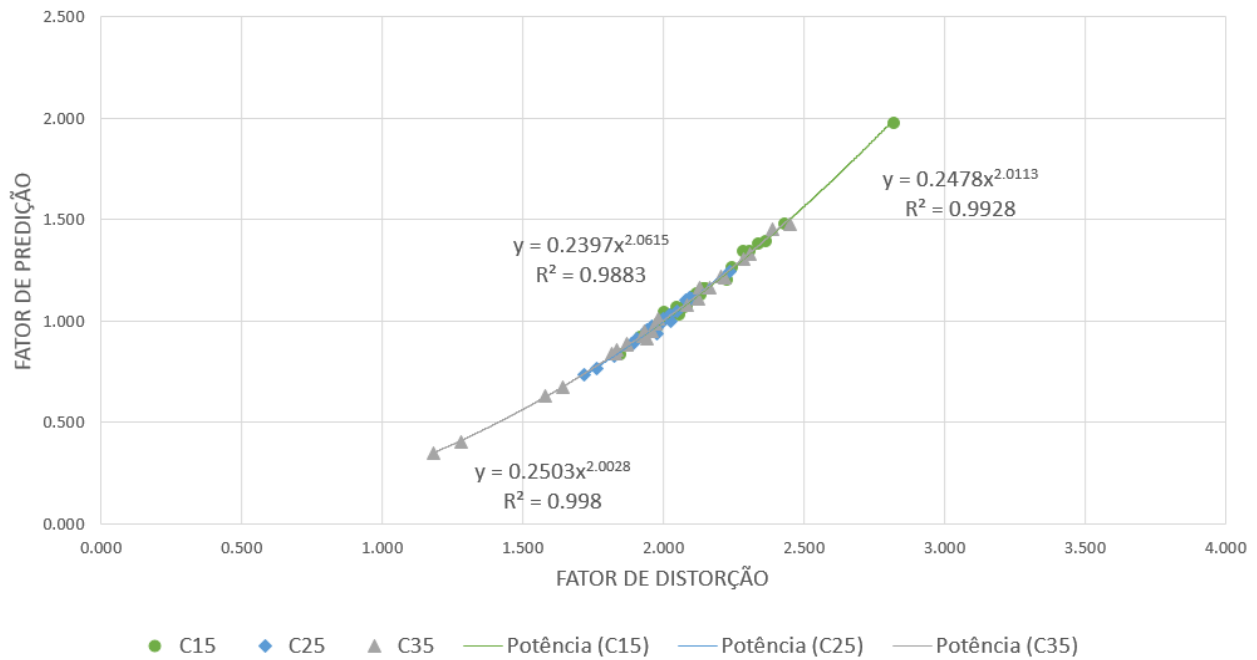


Figura 13 - Fatores de distorção e predição entre espécimes do mesmo traço de concreto.

Observando a Figura 14, pode-se notar que os valores da razão entre os módulos de elasticidade dinâmico para diferentes tamanhos de corpo de prova apresentam desvios de 1 a 22% em relação a 1. Os desvios são mais acentuados para a classe C20 e DMCs 19 e 25 mm. Já na Figura 15, nota-se desvios de 2 a 35% em relação a 1. Diferentemente do módulo de elasticidade dinâmico, os resultados de módulo de elasticidade estático apresentaram desvios consideráveis para a grande maioria dos casos.

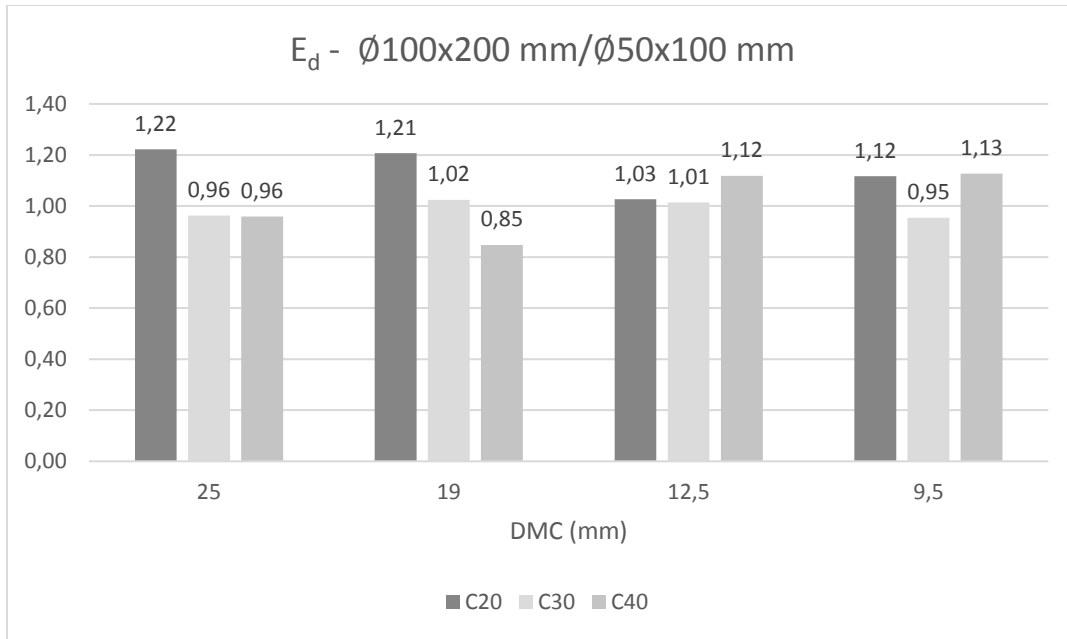


Figura 14 - Razões de Módulos de Elasticidade Dinâmico de espécimes padronizados por espécimes reduzidos, obtidos por ensaios.

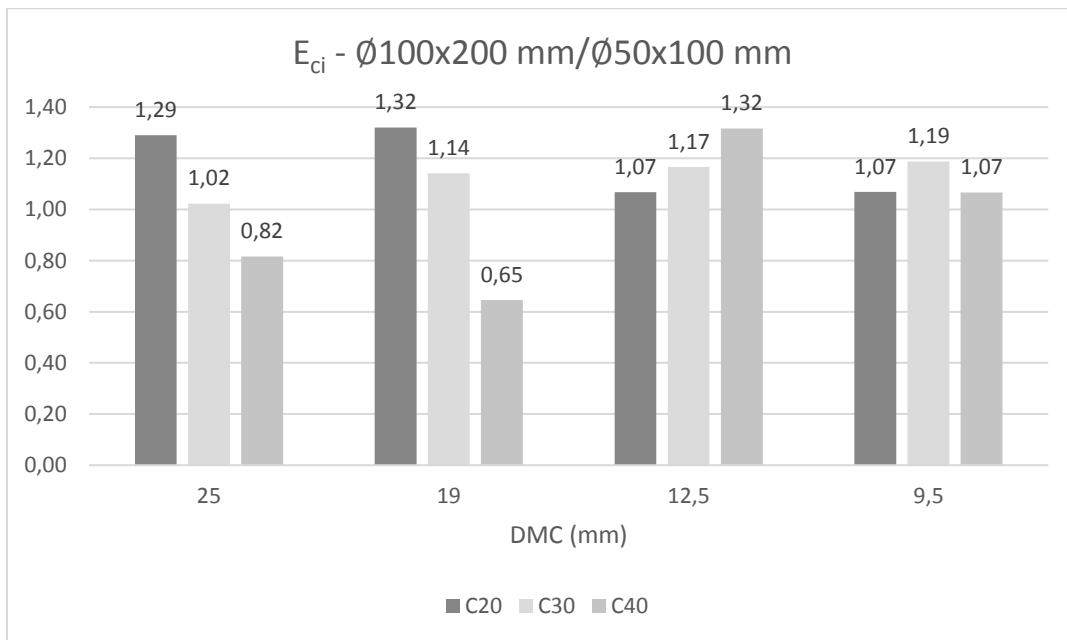


Figura 15 - Razões de Módulos de Elasticidade Estático de espécimes padronizados por espécimes reduzidos, obtidos por ensaios.

Observou-se desvios tanto na comparação entre os valores de módulos de elasticidade dinâmico quanto estático, no que diz respeito aos resultados de espécimes reduzidos em relação ao padrão da norma. Estudos anteriores (BAALBAKI *et al.*, 1992; ISSA *et al.*, 2000) mostraram a tendência do aumento dos valores de módulo de elasticidade com o aumento não somente do

tamanho do espécime, mas também da dimensão máxima do agregado. Em relação ao presente trabalho e modelagem desenvolvida, desvios consideráveis podem indicar origem de novas distorções e conseqüentemente o fracasso na correção de parâmetros; por outro lado, boa uniformidade entre os valores significa maior precisão de resultados e obtenção de coeficientes mais ajustados.

É importante dizer que, como foram utilizados 3 valores de módulos de elasticidade diferentes ( $E_d$ ,  $E_{ci}$ ,  $E_{ci-NBR}$ ), 3 séries de avaliações foram obtidas (Anexo III, Tabela 11). As curvas de calibração associadas aos itens 6.3.2 e 6.3.3 se encontram nos Anexos IV e V, respectivamente.

### 6.3.2. Módulo de Elasticidade Dinâmico

Uma análise foi feita utilizando os valores de módulo de elasticidade dinâmico obtidos; os fatores de predição foram calculados e implementados aos modelos. Então, por meio do Teste t, buscou-se comparar estatisticamente os conjuntos de valores individuais de predição do modelo com o protótipo e constatar se a hipótese nula pode ser rejeitada ou não. A Tabela 6 exibe os resultados:

Tabela 6 - Resultados dos testes de hipóteses t adotando os Módulos de Elasticidade Dinâmico obtidos via ensaios.

TRAÇO	$\delta$ -MODELO	$\pi_1$ -100x200 mm	$\pi_1$ -50x100 mm	DESVIO (%)	p valor	$h_0$
<b>F4C20</b>	1,08	0,99	1,14	15,11%	0,02395053	rejeitada
<b>F3C20</b>	0,86	0,97	0,89	-8,27%	0,160025	não rejeitada
<b>F4C30</b>	0,73	1,02	1,00	-2,45%	0,62570395	não rejeitada
<b>F3C30</b>	0,81	1,01	1,02	1,61%	0,78132966	não rejeitada

Observando a tabela, nota-se que os desvios percentuais entre as médias dos fatores são menores que 3% para a classe C30; para o caso F3C20 a hipótese nula não foi rejeitada, mas o desvio foi alto (8,27%) comparativamente aos resultados de classe C30. Para o caso F4C20 a hipótese nula foi rejeitada com o maior desvio entre esses casos, 15,11%. Como já discutido, os casos F4C20 e F3C20 foram os que apresentaram maiores desvios de módulo de elasticidade dinâmico; e essa observação está de acordo com a análise estatística feita, uma vez que os desvios foram altos (8,27 e 15,11%). Portanto, utilizando o módulo de elasticidade dinâmico, a distorção existe e pode ser corrigida em alguns casos.

### 6.3.3. Módulo de Elasticidade Estático

Outra simulação foi feita, semelhante à feita para o caso 6.3.2, utilizando agora os valores de módulo de elasticidade estático obtidos por ensaio. Resultados exibidos na Tabela 7.

Tabela 7 - Resultados dos testes de hipóteses t adotando os Módulos de Elasticidade Estático obtidos via ensaios.

TRAÇO	$\delta$ -MODELO	$\pi_1$ -100x200 mm	$\pi_1$ -50x100 mm	DESVIO (%)	p valor	$h_0$
F4C20	0,86	0,74	-	-	-	rejeitada
F3C20	0,73	0,75	0,91	20,26%	0,01982853	rejeitada
F4C30	0,91	1,20	0,98	-18,12%	0,0019606	rejeitada
F3C30	0,88	0,99	1,12	13,22%	0,06578164	não rejeitada

Para este caso, os desvios são todos acima de 13%, e para 3 dos 4 casos a hipótese nula foi rejeitada; inclusive para o traço F4C20 o desvio foi tão exacerbado que não se obteve predição para os espécimes reduzidos, visto que não houve interceptação entre as curvas. Dessa forma, adotando o módulo de elasticidade estático ensaiado, não se pode constatar influência da distorção e nem mesmo corrigir os valores com boa confiabilidade.

Este comportamento pode ser explicado devido ao alto grau de complexidade para execução deste ensaio. Como se trata de um ensaio que envolve uma série de etapas e grande destreza do operador no preparo de amostras, associado ao alto número de traços analisados no presente estudo, novas distorções são introduzidas ao método de análise.

### 6.3.4. Módulo de Elasticidade Estático estimado pela NBR

De forma a simplificar a metodologia de constatação e correção das distorções associadas ao presente estudo, e eliminar a necessidade de realizar ensaios complexos, adotou-se uma estimativa de módulo de elasticidade estático para concretos de mesma classe. Tal medida elimina as distorções associadas aos ensaios; levando em consideração apenas a distorção dimensional do agregado, permitindo realizar correções diretas no parâmetro de resistência à compressão dos elementos. As considerações feitas no item 5.3.6 foram aplicadas.

As Figuras 16, 17 e 18 demonstram as curvas paraboloides para as classes de resistência C20, C30 e C40, respectivamente.

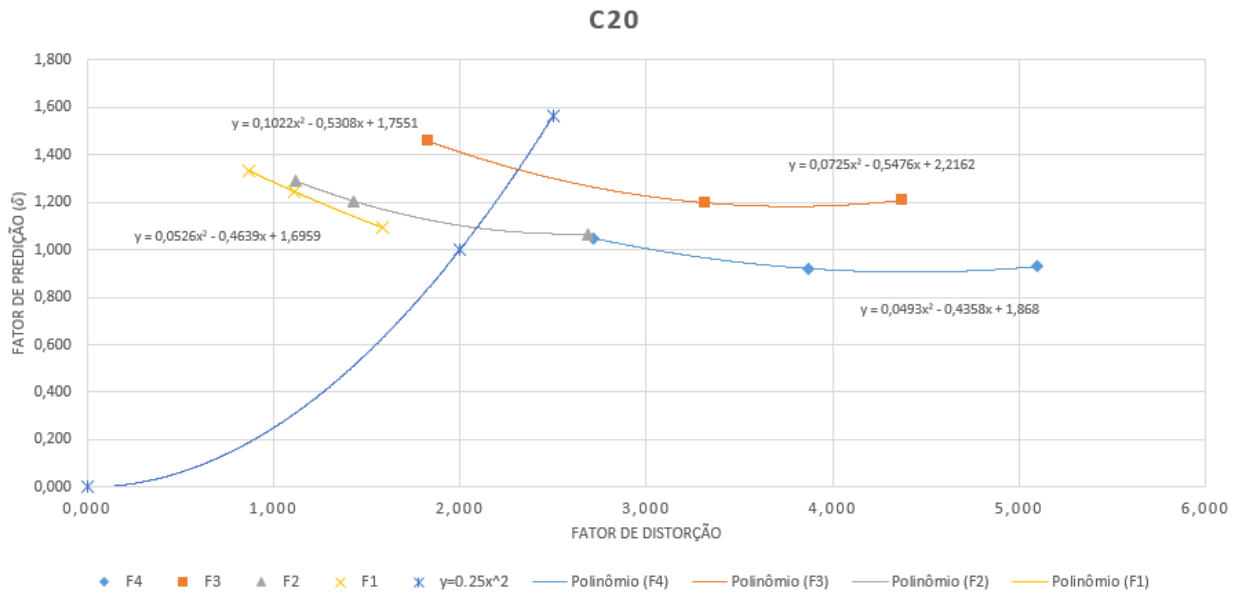


Figura 16 - Curvas de calibração obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C20.

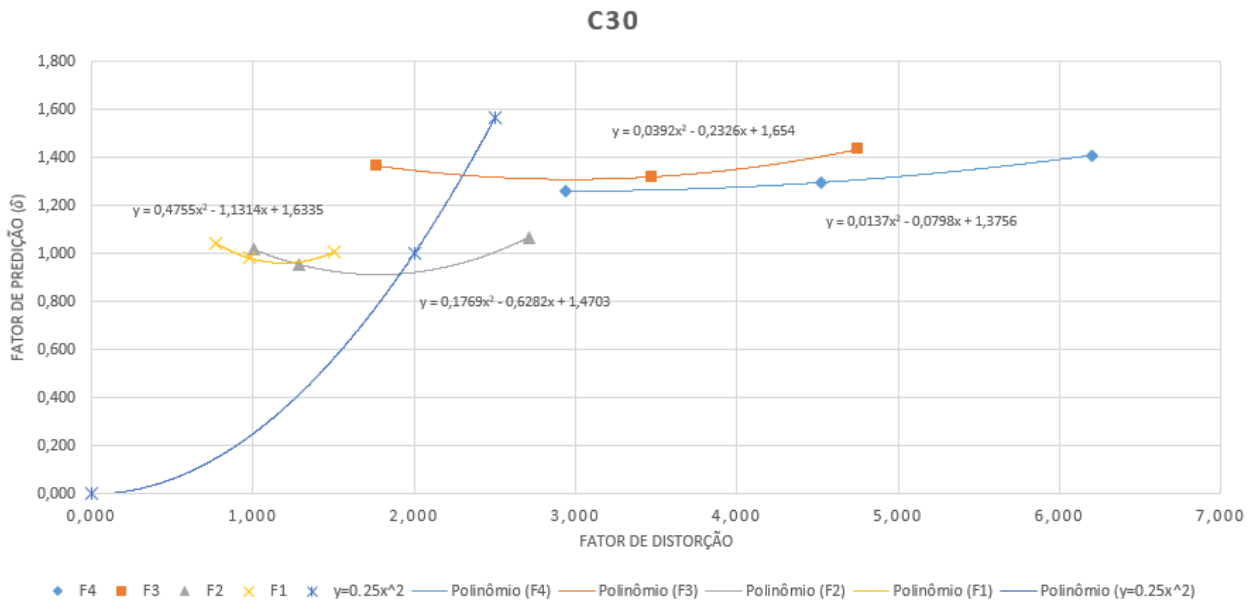


Figura 17 - Curvas de calibração obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C30.

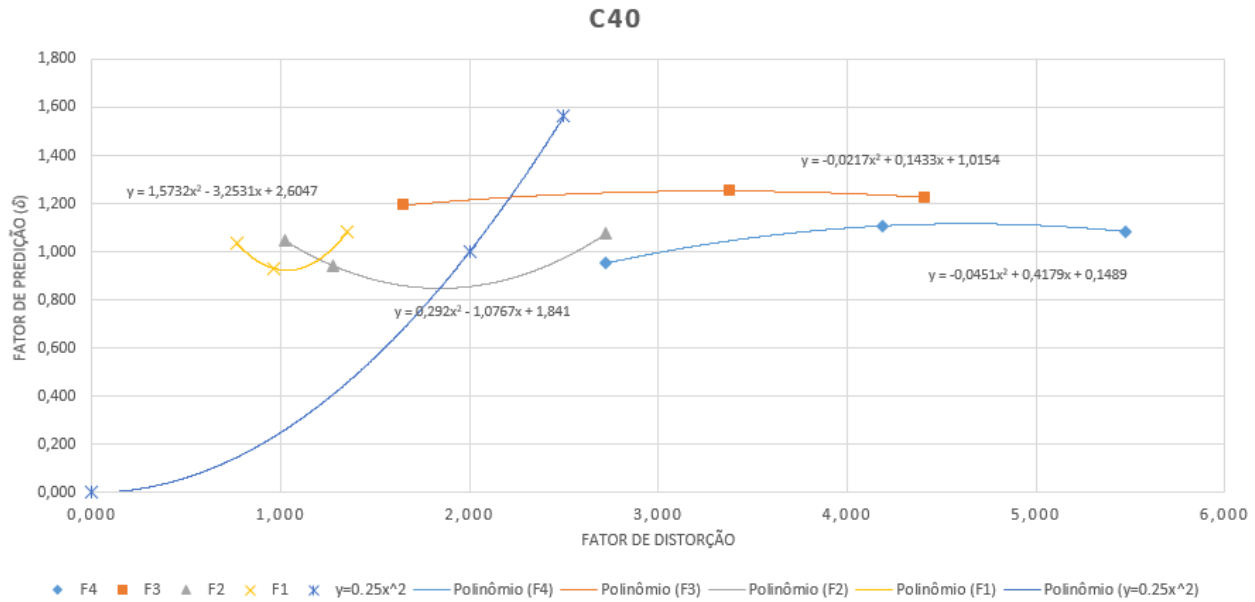


Figura 18 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C40.

Para as classes C20 e C30, as curvas F1 e F2 têm interseções com a curva  $\delta = 0,25 \alpha^2$  próximas a  $\delta = 1$ . Esse comportamento está de acordo com a análise estatística exibida anteriormente na Tabela 5, pois valores de  $\delta$  próximos a 1 indicam boa concordância entre modelo e protótipo, ou seja, parâmetros com resultados aproximadamente iguais.

Analisando as parábolas da classe C40, percebe-se que as interseções de todas as curvas estão mais distantes de  $\delta = 1$ , comparativamente às outras classes; porém, as resistências mecânicas destes traços não são influenciadas significativamente pelos diferentes DMCs adotados, uma vez que a hipótese nula não fora rejeitada para nenhum dos traços C40. Isso se deve principalmente ao fato da classe C40 envolver aproximação ao desempenho de concretos de alta resistência com massa específica normal, nos quais a linha de fratura atravessa não somente a argamassa, mas também os agregados (ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2011); além disso, em concretos convencionais a resistência do agregado isoladamente não representa uma alteração significativa na resistência à compressão do concreto, mas sim para concretos de alto desempenho (ROHDEN, 2012). A resistência à compressão média dos traços C40 no presente estudo variou de 47,2 a 59,1 MPa; intervalo de valores que possui interseção ao intervalo de classificação para concretos de alta resistência. Dessa forma, a dimensão do agregado deixa de ser um fator influente na resistência à compressão dos espécimes, pois a ZTI



é de melhor qualidade do que para os outros casos estudados e a falha tende a acontecer tanto no agregado quanto na argamassa.

A Tabela 8 mostra os resultados da análise estatística feita após a adoção dos Módulos de Elasticidade Estáticos estimados. Para todos os traços, foi possível efetuar a correção com desvios percentuais menores que 6% e a hipótese nula não foi rejeitada. Ou seja, as distorções foram encontradas e as influências que elas exercem na resistência à compressão foram corrigidas com boa precisão.

Tabela 8 - Resultados dos testes de hipóteses adotando os Módulos de Elasticidade Estático estimado via NBR.

TRAÇO	$\delta$	Resistência à compressão (MPa)		DESVIO (%)	Teste t	
		100x200 mm	50x100 mm		p valor	$h_0$
<b>F4C20</b>	1,158	34,3	35,4	3,30%	0,537674	não rejeitada
<b>F3C20</b>	1,337	32,1	31,5	-1,90%	0,45826	não rejeitada
<b>F4C30</b>	1,265	45,3	42,8	-5,69%	0,622118	não rejeitada
<b>F3C30</b>	1,326	42,6	44,0	3,45%	0,539748	não rejeitada

A Figura 19 ilustra, comparativamente aos espécimes  $\varnothing 100 \times 200$  mm, o efeito da correção sob a resistência média dos traços, com os desvios padrões explicitados para os traços C20, C30 e C40 de DMCs 19 e 25 mm. Para as classes de resistência C20 e C30, a correção ajusta os valores dos espécimes reduzidos ao padrão mínimo da norma, o que converge não somente com os resultados advindos dos testes de hipóteses mas também com a afirmação de que a distorção dimensional para estes casos influencia a resistência à compressão e pode ser corrigida. Os traços F4C40 e F3C40 ilustram a inaplicabilidade dos coeficientes de predição para a classe C40; após a correção, os valores de resistência para os corpos de prova reduzidos se afastam significativamente dos resultados de  $\varnothing 100 \times 200$  mm, ou seja, os fatores de predição pioram os resultados. Ressalta-se também a maior variabilidade dos resultados para os espécimes reduzidos, observações que vão de acordo com estudos anteriores (DAY e HAQUE, 1993; MARTINS, 2008); inclusive, os corpos de prova  $\varnothing 50 \times 100$  mm apresentaram maiores desvios padrões para a grande maioria dos casos (ANEXO II, Tabela 10).

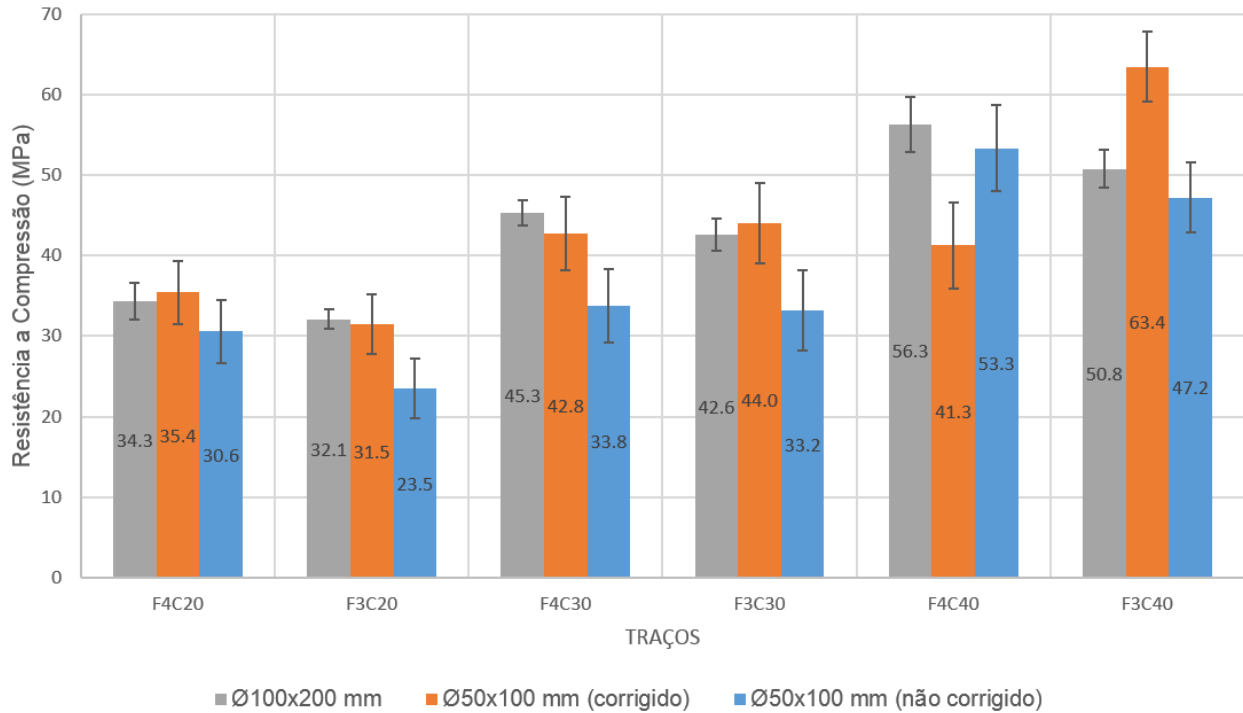


Figura 19 - Comparação entre resistências médias dos tamanhos de espécimes antes e após correção por fator de predição.

Os resultados do item 6.3 vão de encontro às conclusões da vasta revisão feita por Sabnis e Mirza (1979), os quais afirmaram que a resistência à compressão do concreto tende a diminuir quando o tamanho do agregado aumenta excessivamente, causando maiores tensões na interface entre partículas de agregado e pastas de cimento; ainda, concordam com as observações advindas da modelagem de Sim, Yang e Jeon (2013), confirmando que o ganho de resistência à compressão do concreto devido ao aumento da dimensão máxima do agregado é insignificante, e a intensidade do efeito do tamanho de espécime em relação à dimensão máxima do agregado é dependente do tipo de concreto.

#### 6.4. Estudo do Efeito Parede

A Figura 20 exibe alguns dos resultados obtidos nesse experimento. Observa-se que o percentual de argamassa se mantém o mesmo ao longo do raio para o maior corpo de prova ( $\varnothing 150 \times 300$  mm). Para o corpo de prova de dimensão intermediária ( $\varnothing 100 \times 200$  mm), o percentual aumenta levemente a partir de  $0,5R$ , mas não chega a variar mais do que 5 % até  $0,9R$ . Todavia, para o menor espécime ( $\varnothing 50 \times 100$  mm), o percentual cresce abruptamente a partir de  $0,7R$ ,

chegando a 70% de argamassa a 0,9R. Tais comportamentos indicam que o efeito observado pode ter influência nos resultados.

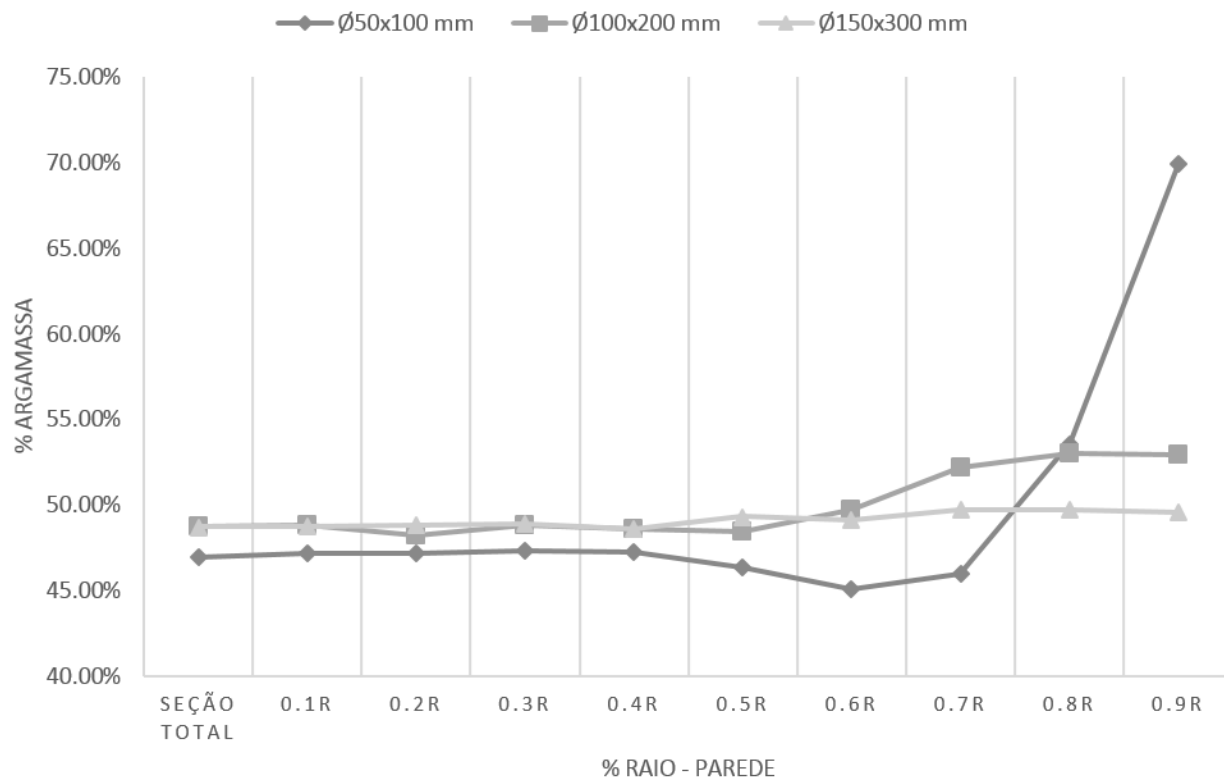


Figura 8 - Percentual de argamassa na seção transversal de espécimes de diferentes tamanhos ao longo do raio, em relação à parede.

As Figuras 21 e 22 exibem os resultados da análise paralela, para espécimes de diferentes faixas granulométricas. Percebe-se que nenhuma faixa dos elementos  $\varnothing 100 \times 200$  mm teve uma variação no percentual de argamassa de mais de 5% em qualquer trecho raio-parede (de 0,1R a 0,9R), comparativamente à seção total. Para espécimes  $\varnothing 50 \times 100$  mm, quão maior a dimensão máxima característica do agregado graúdo, mais o percentual de argamassa tende a se elevar ao longo dos trechos raio-parede. Uma vez que a ruptura acontece na argamassa para a classe C20 de resistência, um elevado percentual próximo às bordas do corpo de prova pode induzir a fissuras durante o ensaio e assim diminuir a resistência mecânica dos mesmos. Essas observações convergem com as análises estatísticas e a afirmação de que a distorção dimensional para DMCs 9,5 e 12,5 mm não influencia consideravelmente os resultados de resistência à compressão.

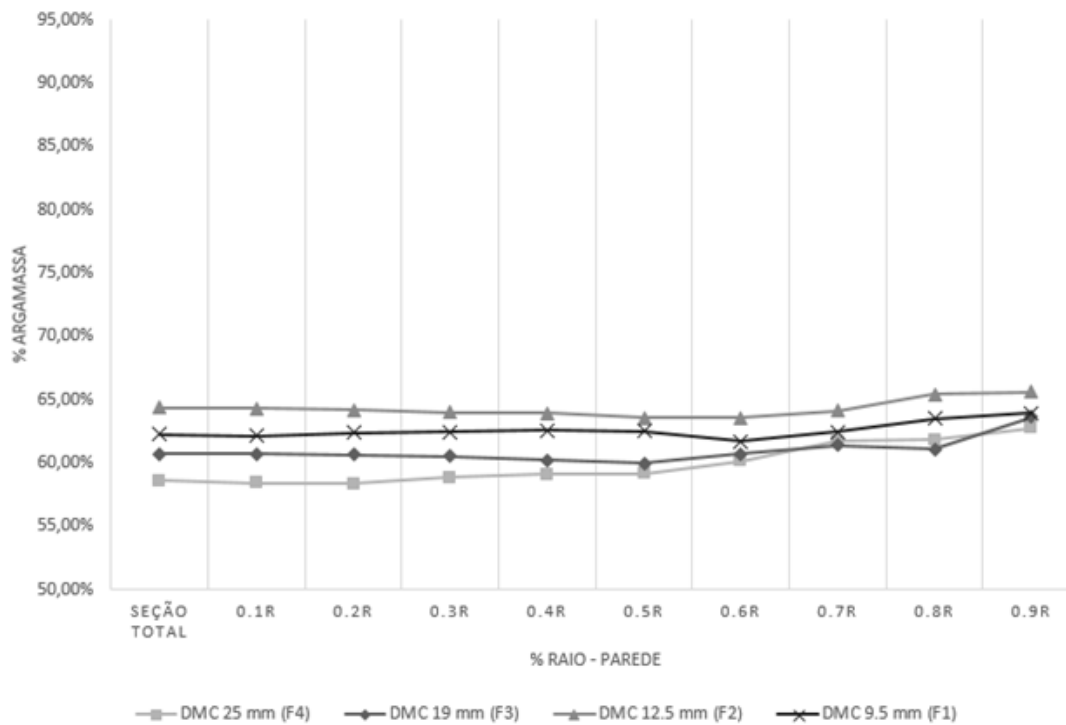


Figura 21 - Percentual de argamassa na seção transversal de espécimes padronizados (ø100x200 mm) ao longo do raio, em relação à parede.

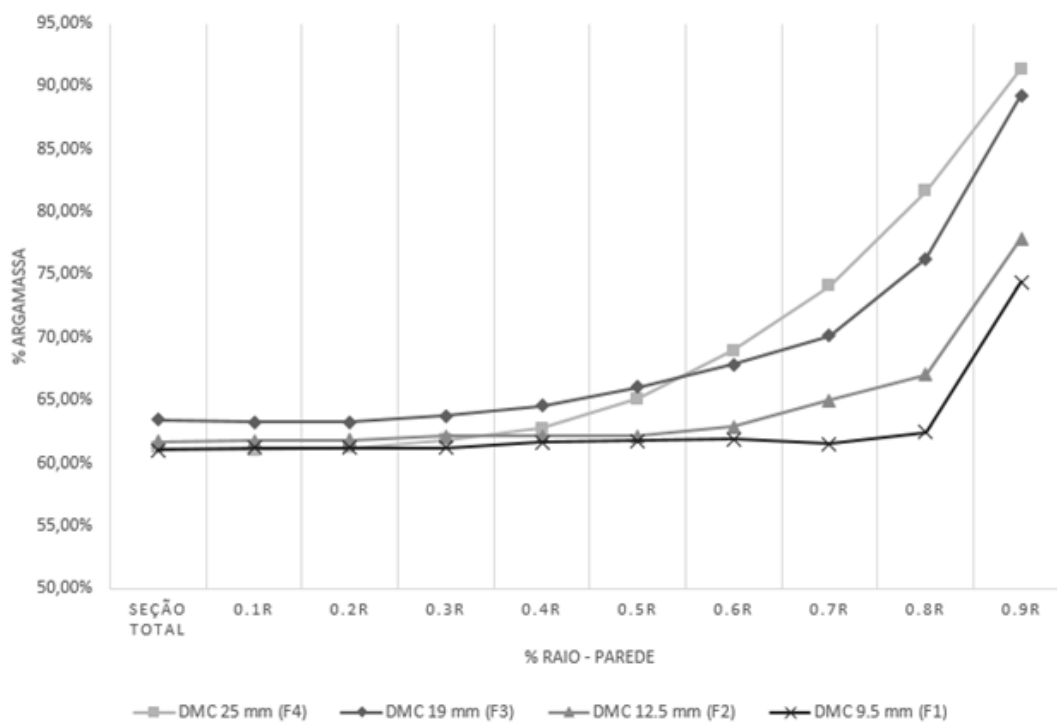


Figura 22 - Percentual de argamassa na seção transversal de espécimes reduzidos (ø50x100 mm) ao longo do raio, em relação à parede.

Os resultados desse estudo esclarecem a compreensão do Efeito Parede e trazem justificativas para o comportamento mecânico dos espécimes reduzidos. Os gráficos mostram que a presença de menores dimensões de agregado diminuem a heterogeneidade do material, o que está de acordo com Coura (2006), e pode haver igualdade entre resistências de diferentes tamanhos de espécimes para até 50 MPa, como afirmaram Day e Haque (1993). Os resultados estatísticos e gráficos concordam com as conclusões de Albarwary, Aldoski e Askar (2017) de que a resistência à compressão do concreto normal aumenta quando o tamanho máximo do agregado diminui e que a dimensão máxima influencia consideravelmente a resistência do concreto.

Apesar do estudo ter analisado concretos de resistência normal, deve-se levar em consideração presunções a respeito dos concretos de alta resistência. Para esses, uma vez que o Efeito Parede seria negligenciado pela alta qualidade da matriz, concentrações de argamassa próximas às paredes dos elementos reduzidos não induziriam à falha; então, espécimes reduzidos teriam resistências iguais ou maiores do que aqueles de seções transversais maiores. Portanto, as afirmações de que em CAR o aumento do tamanho dos espécimes está relacionado ao aumento da presença de irregularidades na seção e implicam em diminuição da resistência à compressão (VISO, CARMONA e RUIZ, 2008; ARIÖZ *et al.*, 2009; SINGH, 2015) vão de encontro aos resultados deste estudo.

## 7. CONCLUSÃO

O estudo mostrou que a utilização dos corpos de prova cilíndricos de  $\varnothing 50 \times 100$  mm para determinação da resistência à compressão é viável. Apesar de apresentarem maior variabilidade de resultados comparativamente aos corpos de prova de  $\varnothing 100 \times 200$  mm, observou-se estatisticamente e graficamente que as médias entre os resultados de resistência não são significativamente diferentes (intervalo de confiança de 95%) e, quando são, os valores podem ser corrigidos através dos fatores de predição obtidos via Teoria da Similitude. A distorção pode influenciar os resultados de resistência à compressão nos espécimes reduzidos, mas é dependente da dimensão máxima do agregado utilizada para produção do concreto, além da classe de resistência levada em consideração.

Observou-se que os corpos de prova reduzidos ( $\varnothing 50 \times 100$  mm) não são significativamente influenciados pela presença de agregados de DMC 9.5 e 12.5 mm em relação aos resultados de resistência à compressão, para quaisquer das classes de resistência estudadas. Esse fato se

deve principalmente à maior uniformidade da distribuição dos agregados graúdos na matriz dos espécimes reduzidos e baixa heterogeneidade do concreto, o que proporciona baixas variações de percentuais de argamassa na seção transversal e conseqüentemente ameniza o Efeito Parede.

Para os concretos C40, a dimensão do agregado não demonstra ser um fator influente nos resultados de resistência à compressão. À medida que se trabalha com concretos de resistências mecânicas mais elevadas, as linhas de fratura no colapso deixam de ser essencialmente na argamassa e passam a ser parcialmente na rocha; visto que a interface agregado-argamassa é de maior qualidade comparativamente aos concretos de resistências mecânicas menores. Dessa forma, a variação dos percentuais de argamassa próximos à parede dos espécimes reduzidos (Efeito Parede), devido à presença de agregados maiores, não induz à falha durante o ensaio.

Tratando-se de dimensões máximas de agregado de 19 e 25 mm, as distorções entre espécimes reduzidos e padronizados são influentes na resistência à compressão de concretos de classe C20 e C30. Os valores, todavia, podem ser corrigidos através de coeficientes advindos da análise gráfica de distribuição dos fatores de distorção e predição. Assim, conjuntamente à realização de testes de hipóteses, a resistência determinada por corpos de prova de  $\varnothing 100 \times 200$  mm pode ser estimada por espécimes de  $\varnothing 50 \times 100$  mm, com desvios menores que 6%. Adotando-se os critérios de Chauvenet e de desvio relativo máximo da ABNT NBR 7215:1996, e admitindo resultados satisfatórios para desvios menores que 6%, pode-se utilizar as seguintes equações para estimar a resistência à compressão média de espécimes  $\varnothing 100 \times 200$  mm:

- $f_c (\varnothing 100 \times 200 \text{ mm}) = 1.158 f_c (\varnothing 50 \times 100 \text{ mm})$ , para classe C20 e DMC de 25 mm;
- $f_c (\varnothing 100 \times 200 \text{ mm}) = 1.337 f_c (\varnothing 50 \times 100 \text{ mm})$ , para classe C20 e DMC de 19 mm;
- $f_c (\varnothing 100 \times 200 \text{ mm}) = 1.265 f_c (\varnothing 50 \times 100 \text{ mm})$ , para classe C30 e DMC de 25 mm;
- $f_c (\varnothing 100 \times 200 \text{ mm}) = 1.326 f_c (\varnothing 50 \times 100 \text{ mm})$ , para classe C30 e DMC de 19 mm.

O adensamento proposto para espécimes cilíndricos de concreto de  $\varnothing 50 \times 100$  mm pode ser efetuado satisfatoriamente adotando 20 golpes na Mesa de Fluxo, à taxa de 1 golpe/segundo, na presença de agregados graúdos de dimensões 9.5, 12.5, 19 ou 25 mm. O critério garantiu moldagem adequada para todos os traços e, assim, eliminou disparidades relacionadas ao

adensamento dos elementos que pudessem interferir nos resultados de resistência à compressão.

O Efeito Parede pode influenciar a resistência mecânica de espécimes  $\varnothing 50 \times 100$  mm para as faixas granulométricas de DMC 19 ou 25 mm; todavia, o fenômeno é consideravelmente reduzido ou inexistente para espécimes  $\varnothing 100 \times 200$  mm ou maiores. Nos espécimes reduzidos, quanto maior a dimensão máxima característica dos agregados graúdos, mais o percentual de argamassa se eleva nas regiões próximas à borda dos corpos de prova. Esse fato justifica a influência da dimensão dos agregados para classes de resistência C20 e C30, uma vez que as linhas de ruptura para essas classes tendem a se propagar preferencialmente pela argamassa.

O ensaio de módulo de elasticidade estático não é adequado ao método, enquanto o ensaio de módulo de elasticidade dinâmico parece ser adequado para alguns casos. Para que a análise dimensional seja satisfatória, é necessário que parâmetros físicos de modelo e protótipo não apresentem diferenças significativas, pois podem introduzir novas distorções ao estudo e proporcionar resultados que diferem da realidade. Os resultados de  $E_{ci}$  apresentaram elevada discrepância entre modelo e protótipo para a grande maioria dos traços, devido provavelmente à numerosa quantidade de etapas e minuciosidade no preparo das amostras. Já os resultados de  $E_d$  mostraram menor discrepância entre modelo e protótipo, por se tratar de um ensaio rápido e de fácil execução. Aliás, a uniformização do módulo de elasticidade para cada classe, sem a necessidade de ensaios, apresentou os resultados de correção mais precisos dentre os casos analisados.

A Teoria da Similitude para modelos distorcidos aliada à análise estatística apresentou resultados interessantes e propõe novas perspectivas de trabalho. É possível determinar índices que ajustem parâmetros indispensáveis à Engenharia, com alto nível de significância. A utilização de corpos de prova de  $\varnothing 50 \times 100$  mm para a determinação da resistência à compressão pode proporcionar uma economia de até 87.5% de materiais e espaço de armazenamento em relação aos espécimes de  $\varnothing 100 \times 200$  mm, além de facilidades operacionais. O trabalho motiva o desenvolvimento de novas modelagens e apresenta uma forma diferente de solucionar problemas, principalmente no contexto científico brasileiro.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C597-09: Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete**. W. Conshohocken, PA: ASTM International, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9939**: Agregados – Determinação do teor de umidade total, por secagem. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1987.

ABNT. **NBR 9775**: Agregados – Determinação da umidade superficial em agregados miúdos por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1987.

ABNT. **NBR 8802**: Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1994.

ABNT. **NBR 7215**: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996.

ABNT. **NBR NM 67**: Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1998.

ABNT. **NBR NM 30**: Agregado miúdo - Determinação da absorção de água. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.

ABNT. **NBR NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2002.

ABNT. **NBR NM 46**: Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

ABNT. **NBR NM 53**: Agregado Graúdo - Determinação de massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

ABNT. **NBR NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

ABNT. **NBR 7809**: Agregados graúdos – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2005.

ABNT. **NBR NM 45**: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006.

ABNT. **NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.

ABNT. **NBR 8522**: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.

ABNT. **NBR 7211**: Agregados para concreto-Especificação. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.

ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto-Procedimento. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

ABNT. **NBR 5738**: Concreto — Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2015.



AITCIN, P. C, 1938 - **Concreto de alto desempenho** / Pierre-Claude Aitcin; tradução de Geraldo G. Serra. 1. ed. São Paulo: Pini, 2000.

AKCAOGLU T.; TOKYAY M.; CELIK T. Effect of coarse aggregate size and matrix quality on ITZ and failure behavior of concrete under uniaxial compression. **Cement & Concrete Composites**, 26:633–8, 2004.

ALBARWARY, I. H. M.; ALDOSKI, Z. N. S.; ASKAR, L. K. Effect of aggregate maximum size upon compressive strength of concrete. **Journal of University of Duhok**, Vol. 20, No.1 (Pure and Eng. Sciences), Pp 790-797, 2017.

ALMEIDA, S. F. **Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura**. 2005. 165p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Paulo. São Carlos. 2005.

ALMEIDA, S. M. **Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto de cimento Portland através de ensaios de compressão simples e de frequência ressonante**. 2012. 213p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte. 2012.

ANDRADE, J. J.; TUTIKIAN, Bernardo F. Resistência Mecânica do Concreto. **Concreto: ciência e tecnologia**. São Paulo: GC Isaias, 2011.

ARAÚJO, S. S. **Influência do tipo de medição na determinação do módulo estático de elasticidade do concreto**. 2011. 212p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás. Goiânia. 2011.

ARAÚJO, S. S.; GUIMARÃES, G. N.; GEYER, ALB. Influência do tipo de concreto, da dimensão do corpo de prova cilíndrico e do tipo de laboratório na determinação da resistência à compressão do concreto. In: **54º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Maceió–AL**. 2012.

ARIÖZ, Ö., TUNCAN, M., RAMYAR, K., TUNCAN, A., KARASU, B., KILINÇ, K., & MORTAJA, W. Specimen size and shape effects on measured compressive strength of concrete. **International Ceramic, Glass, Porcelain Enamel, Glaze and Pigment Congress (SERES'09)**, 1. 2009, Eskisehir, Turkey. Conference paper. 2009.

ASLANI, F. Effects of specimen size and shape on compressive and tensile strengths of Self-compacting concrete with or without fibres. **Magazine of Concrete Research**, v. 65, n.15, p. 914-929, 2013.

BAALBAKI, W., BAALBAKI, M., BENMOKRANE, B.; AITCIN, P. C. “Influence of Specimen Size on Compressive Strength and Elastic Modulus of High-Performance Concrete,” **Cement, Concrete, and Aggregates**, Vol. 14, No. 2, pp. 113–117. 1992.

BENETTI, J. K. **Avaliação do módulo de elasticidade dinâmico de concreto produzido com agregado graúdo reciclado de concreto**. 2012. 83p. Dissertação (Mestrado) – universidade do Vale do Rio dos Sinos. São Leopoldo. 2012.

BISCHOFF, P. H.; PERRY, S. H. Compressive behaviour of concrete at high strain rates. **Materials and structures**, v. 24, n. 6, p. 425-450, 1991.

CARVALHO, J. M. F.; CAMPOS, P. A. M.; BATISTA, J. O. S.; NATALLI, J. F.; SOUZA, F. S.; PEIXOTO, R. A. F. **Estudo comparativo de resultados de resistência à compressão de concretos produzidos com agregados graúdos da zona granulométrica 9,5/25 utilizando corpos de prova cilíndricos Ø5x10 cm e Ø10x20 cm**. Bento Gonçalves, Anais do LIX Congresso Brasileiro do Concreto, 2017.

- CHAMBERS, J. R. **Modeling flight: the role of dynamically scaled free flight models in support of NASA's aerospace programs**. National Aeronautics and Space Administration; 2009. Technical Report NASA SP-2009-575.
- COURA, C. V. G. **Estudo da influência da dimensão do agregado e do corpo-de-prova na Resistência à compressão axial do concreto**. Niteroi: UFF, 2006. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal Fluminense, Niteroi, 2006.
- COUTINHO C.P.; BAPTISTA A. J.; RODRIGUES J. D. Reduced scale models based on similitude theory: A review up to 2015. **Engineering Structures**, v. 119, p. 81-94, 2016.
- DAL MOLIN, D.C.C. **Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com e sem adições de microssilica**. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995.
- DAY, L. R.; HAQUE, M. N. Correlation Between Strength of small- and Standard-Size Concrete Cylinders. **ACI Materials Journal**, v. 90, n. 5, p. 452-462, 1993.
- ELWELL, D.J.; FU G. Compression Testing of Concrete: Cylinders vs. Cubes. **Transportation Research and Development Bureau**, New York State Department of Transportation, Albany. 1995.
- ERSOY, U. Reinforced concrete, basic principles and bearing capacity calculation. Istanbul: **Evrin Publishing**; 1985 [in Turkish].
- FELEKOGLU, B.; TURKEL, S. Effects of specimen type and dimensions on compressive strength of concrete. **G. U. Journal of Science**, v. 18, n. 4, p. 639-645, 2005.
- GIENGO, T. Effect of type of test specimen and gradation of aggregate on compressive strength of concrete. **ACI Journal Proceedings**, v. 33, p. 269-238, 1938.
- GONNERMANN, H. F. Effect of size and shape of test specimen on compressive strength of concrete. **ASTM Proc.**, v. 25, p. 237-250, 1925.
- HALLIDAY, D. **Fundamentos da Física**, Volume 2: Gravitação, Ondas e Termodinâmica; 8. Ed; 2008
- IOANNIDES, A.M.; MILLS, J.C. **Larger Sized Coarse Aggregates in Portland Cement Concrete Pavement and Structures**. Report No. FHWA/OH-2006/10A, Ohio Department of Transportation, Columbus, OH. 2006.
- ISSA, S. A.; ISLAM, M. S.; ISSA, M. A.; YOUSIF, A. A.; ISSA, M. A. Specimen and Aggregate Size Effect on Concrete Compressive Strength. **Cement, Concrete, and Aggregates**, CCAGDP, Vol. 22, No. 2, p. 103–115, 2000.
- JENTZSCH, R.; DA COSTA BAÊTA, F.; TINÔCO, I. D. F. F.; DAMASCENO, F. A.; SARAZ, J. A. O. PARÂMETROS ARQUITETÔNICO-AMBIENTAIS PARA CONSTRUÇÃO E TESTES EM MODELOS REDUZIDOS, REPRESENTATIVOS DE GALPÕES AVÍCOLAS, COM BASE EM SIMILITUDE/ARCHITECTURAL AND ENVIRONMENTAL PARAMETERS FOR CONSTRUCTION AND TESTING OF REDUCED MODELS FROM TYPICAL POULTRY SHEDS, BASED ON SIMILARITY. **Revista Engenharia na Agricultura**, v. 21, n. 1, p. 19, 2013.
- KOLTZSCH, P., WALDEN, F. **Ahnlichkeitstheorie und modelltechnik. Heft 1**. Freiberg: TU Bergakademie Freiberg, 1990.
- KOZUL R.; DARWIN, D. Effects of aggregate type, size, and content on concrete strength and fracture energy. **University of Kansas Center for Research**, inc. Lawrence, Kansas. 1997.

- KUMAR, D. R.; REDDY, M. M. Effect of Fiber and Aggregate Size on Fracture Parameters of High Strength Concrete. **Materials Science and Engineering**, 225, 2017.
- KRISHNA, A. V.; KRISHNA RAO B.; RAJAGOPAL A.; Effect of different sizes of coarse aggregate on the properties of NCC and SCC. **International Journal of Engineering Science and Technology**, vol. 2(10), 2010, 5959-5965.
- MALAIKAH, A. S. Effect of specimen size and shape on the compressive strength of high strength concrete. **Pertamola J. Sci. & Technol.** v.13, n.1, 87-96. 2005.
- MARTINS, D. G. **Influência do tamanho do corpo de prova nos resultados de ensaios de módulo de deformação e resistência à compressão e suas correlações para concretos produzidos em Goiânia.** Goiânia, UFG, 2008. 113fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** São Paulo: IBRACON, 3.ed. 2008. 674p.
- MENDES, J. C.; MORO, T. K.; FIGUEIREDO, A. S.; DO CARMO SILVA, K. D.; SILVA, G. C., SILVA, G. J. B.; & PEIXOTO, R. A. F. Mechanical, rheological and morphological analysis of cement-based composites with a new LAS-based air entraining agent. **Construction and Building Materials**, Volume 145, pp. 648-661, 2017.
- MURDOCK, J. W.; KESLER, C. E. Effect of length to diameter ratio of specimen on the apparent compressive strength of concrete. **ASTM Bulletin**, v. 221, p. 68-73, 1957.
- MURPHY, G. C. E. **Similitude in engineering.** New York: Ronald Press, 1950.
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** São Paulo: PINI.1982.
- NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** São Paulo: PINI. 1997.
- NEVILLE, A. M. **Properties of Concrete.** 4th. ed. John Wiley and Sons, NY. 2002.
- NEVILLE, A. M. **Properties of Concrete.** 5th. ed. [S.I.]: Pearson, 2011.
- NEVILLE, A. M.; BROOKS, J. J. **Concrete Technology.** Essex, England: Pearson Education Limited. 2010.
- ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. Concreto leve estrutural. **Concreto: ciência e tecnologia**, v. 2, 2011.
- ROHDEN, A. B. **Efeito da resistência e da dimensão máxima característica do agregado graúdo nas propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho.** 2012. 134p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- RÜSCH, H. Researches toward a general flexural theory for structural concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 57, n. 1, p. 1-28, 1960.
- SABNIS, G. M.; MIRZA, S. M. Size effect in model concretes. **Journal of the Structural Division**, v. 105, n. 6, p. 1007-1020, 1979.
- SIM, J. I.; YANG, K. H.; JEON, J. K. Influence of aggregate size on the compressive size effect according to different concrete types. **Construction and building materials**, v. 44, p. 716-725, 2013.
- SIMITSES G.J.; REZAEPAZHAND J. **Structural similitude and scaling laws for laminated beam plates.** National Aeronautics and Space Administration; 1992. Technical Report NASA CR-190585.

SINGH, J. **Effect of specimen shape and size on the strength properties of high strength concrete**. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Department of Civil Engineering. Thapar University, Patiala. 2015.

SOARES, A. F. F. **Software especialista para dosagem de matrizes cimentícias**. Monografia - Curso de graduação em Engenharia de Produção Civil - CEFET MG. Belo Horizonte. 2009.

SOUZA, B. P. **Aderência de barras de aço tipo CA em concreto sustentável**. Dissertação de Mestrado – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 2015.

STOKES, G. On the Effect of the Internal Friction of Fluids on the Motion of Pendulums». **Transactions of the Cambridge Philosophical Society**. 9: 8-106. 1851.

TIMMONS, M. B.; ALBRIGHT, L. D.; FURRY, R. B. Similitude aspects of predicting building thermal behavior. **Transactions of the ASAE**, v. 21, n. 5, p. 957-962, 1978.

TOKYAY, M.; OZDEMIR, M. Specimen shape and size effect on the compressive strength of higher strength concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 8, p. 1281-1289, 1997.

TORRES, A. F.; ROSMAN, C. E. **Método para dosagem racional do concreto**. São Paulo: ABCP, 1953.

VIEIRA, S.; HOFFMANN, R. **Estatística experimental**. São Paulo: Atlas, 1989. 175p.

VISO, J. R.; CARMONA, J. R.; RUIZ, G. Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 38, n. 2008, p. 386-395, 2008.

YAKKALI, S. S.; REDDY, V. S.; Development of compressive strength conversion factors for concrete. **International Journal & Magazine of Engineering, Technology, Management and Research**. v. 2, p. 89-93, 2015.

YAZICI, S.; SEZER, G. I. The effect of cylindrical specimen size on the compressive strength of concrete. **Building and Environment**, v. 42, n. 2007, p. 2417-2420, 2007.

YI, S. T.; YANG, E. I.; CHOI, J. C. Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. **Nuclear Engineering and Design**, v. 236, n. 2006, p. 115-127, 2006.

YOUNG, J. F.; BENTUR, A.; MINDESS, S. **The Science and Technology of Civil Engineering Materials**. New Jersey: Prentice Hall, 1998.

ZABIHI N.; EREN O. Compressive strength conversion factors of concrete as affected by specimen shape and size. **Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology** 7(20): 4251-4257, 2014.

ZOHURI, B. **Dimensional Analysis and self-similarity methods for Engineers and Scientists**. 2015, XVI, 372 p.

## ANEXO I – TRAÇOS DOS CONCRETOS PRODUZIDOS

Tabela 9 - Traços dos concretos produzidos.

ID	Classe (MPa)	DMC (mm)	TRAÇO (kg/kg de cimento)				Teor de Argamassa	Slump (mm)
			Cimento	Areia	Pedra britada	Água		
F1C20	20	9.5	1,000	2,066	2,522	0,54	54,9%	80
F2C20	20	12.5	1,000	2,140	2,487	0,54	55,8%	85
F3C20	20	19	1,000	2,107	2,288	0,51	57,6%	90
F4C20	20	25	1,000	2,209	2,522	0,54	56,0%	70
F1C30	30	9.5	1,000	1,480	1,854	0,41	57,2%	90
F2C30	30	12.5	1,000	1,541	2,084	0,43	54,9%	70
F3C30	30	19	1,000	1,710	2,208	0,45	55,1%	90
F4C30	30	25	1,000	1,626	2,312	0,45	53,2%	90
F1C40	40	9.5	1,000	1,131	1,662	0,34	56,2%	70
F2C40	40	12.5	1,000	1,188	1,765	0,36	55,4%	80
F3C40	40	19	1,000	1,245	1,745	0,38	56,3%	80
F4C40	40	25	1,000	1,269	1,832	0,38	55,3%	70

## ANEXO II – QUADRO RESUMO DE RESULTADOS DE RESISTÊNCIA E MÓDULO DE ELASTICIDADE

Tabela 10 - Quadro resumo.

ID	DMC (mm)	Classe (MPa)	Dimensões (mm)	$f_{cm}$ (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	$E_d$ (GPa)	$E_{ci}$ (GPa)	$E_{ci-NBR}$ (GPa)
F4C20		20	50x100	30,6	3,87	28,4	35,8	25
			100x200	34,3	2,27	34,7	46,1	
F4C30	25	30	50x100	33,8	4,56	46,1	36,9	31
			100x200	45,3	1,54	44,4	37,8	
F4C40		40	50x100	53,3	5,34	46,1	32,8	35
			100x200	56,3	3,42	44,2	26,7	
F3C20		20	50x100	23,5	3,73	27,5	32,3	25
			100x200	32,1	1,21	33,2	42,6	
F3C30	19	30	50x100	33,2	4,97	41,3	37,9	31
			100x200	42,6	2,03	42,2	43,2	
F3C40		40	50x100	47,2	4,34	56,0	44,5	35
			100x200	50,8	2,39	47,5	28,7	
F2C20		20	50x100	26,6	1,35	35,5	25,2	25
			100x200	28,2	0,88	36,5	26,9	
F2C30	12,5	30	50x100	44,6	3,53	37,8	35,3	31
			100x200	43,8	4,50	38,4	41,2	
F2C40		40	50x100	53,8	6,54	37,6	38,7	35
			100x200	59,1	2,45	42,1	51,0	
F1C20		20	50x100	25,7	3,81	31,9	26,7	25
			100x200	28,4	2,83	35,6	28,5	
F1C30	9,5	30	50x100	43,4	3,70	30,8	30,8	31
			100x200	47,6	3,33	29,4	36,6	
F1C40		40	50x100	54,5	4,33	36,1	40,3	35
			100x200	57,8	7,79	40,7	42,9	

## ANEXO III – FATORES DE DISTORÇÃO E PREDIÇÃO

Tabela 11 - Fatores de distorção e predição.

<b>C20</b>	<b><math>\alpha 1</math></b>	<b><math>\alpha 2</math></b>	<b><math>\alpha 3</math></b>	<b><math>\delta 1</math></b>	<b><math>\delta 2</math></b>	<b><math>\delta 3</math></b>
F4XF3	2,512	2,489	2,716	0,897	0,880	1,048
F4XF2	3,410	4,459	3,867	0,716	1,224	0,921
F4XF1	4,549	5,711	5,097	0,740	1,166	0,929
F3XF4	1,625	1,527	1,826	1,156	1,020	1,458
F3XF2	2,880	3,635	3,318	0,902	1,437	1,197
F3XF1	3,842	4,655	4,373	0,932	1,369	1,208
F2XF4	1,137	0,829	1,123	1,320	0,703	1,288
F2XF3	1,484	1,102	1,433	1,290	0,712	1,204
F2XF1	2,687	2,529	2,690	1,065	0,943	1,067
F1XF4	0,834	0,662	0,870	1,224	0,770	1,332
F1XF3	1,089	0,879	1,111	1,197	0,780	1,246
F1XF2	1,479	1,575	1,582	0,956	1,085	1,094
<b>C30</b>	<b><math>\alpha 1</math></b>	<b><math>\alpha 2</math></b>	<b><math>\alpha 3</math></b>	<b><math>\delta 1</math></b>	<b><math>\delta 2</math></b>	<b><math>\delta 3</math></b>
F4XF3	3,074	2,722	2,943	1,374	1,078	1,260
F4XF2	4,958	4,287	4,525	1,556	1,163	1,296
F4XF1	7,764	6,231	6,199	2,210	1,423	1,409
F3XF4	1,703	1,768	1,766	1,270	1,369	1,365
F3XF2	3,598	3,327	3,469	1,418	1,213	1,319
F3XF1	5,633	4,836	4,753	2,014	1,484	1,434
F2XF4	0,930	0,974	1,007	0,867	0,951	1,017
F2XF3	1,218	1,164	1,287	0,855	0,781	0,955
F2XF1	3,077	2,664	2,711	1,375	1,031	1,068
F1XF4	0,640	0,694	0,768	0,725	0,852	1,045
F1XF3	0,838	0,829	0,982	0,715	0,699	0,981
F1XF2	1,353	1,306	1,510	0,810	0,755	1,009
<b>C40</b>	<b><math>\alpha 1</math></b>	<b><math>\alpha 2</math></b>	<b><math>\alpha 3</math></b>	<b><math>\delta 1</math></b>	<b><math>\delta 2</math></b>	<b><math>\delta 3</math></b>
F4XF3	2,521	2,733	2,719	0,923	1,085	0,952
F4XF2	4,386	3,359	4,190	1,213	0,712	1,108
F4XF1	5,822	4,782	5,471	1,228	0,828	1,084
F3XF4	1,861	2,133	1,653	1,512	1,986	1,193
F3XF2	3,898	3,155	3,378	1,668	1,093	1,252
F3XF1	5,175	4,492	4,410	1,688	1,272	1,226
F2XF4	0,942	1,229	1,021	0,890	1,516	1,046
F2XF3	1,134	1,479	1,274	0,747	1,271	0,943
F2XF1	2,619	2,589	2,724	0,994	0,971	1,075
F1XF4	0,695	0,944	0,769	0,844	1,556	1,033
F1XF3	0,837	1,136	0,960	0,709	1,305	0,932
F1XF2	1,456	1,396	1,354	0,931	0,856	1,085

Obs.: Os coeficientes de índice 1, 2 e 3 representam as análises considerando

$E_{dr}$ ,  $E_{ci}$  e  $E_{ci-NBR}$

## ANEXO IV – CURVAS DE CALIBRAGEM ADOTANDO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO

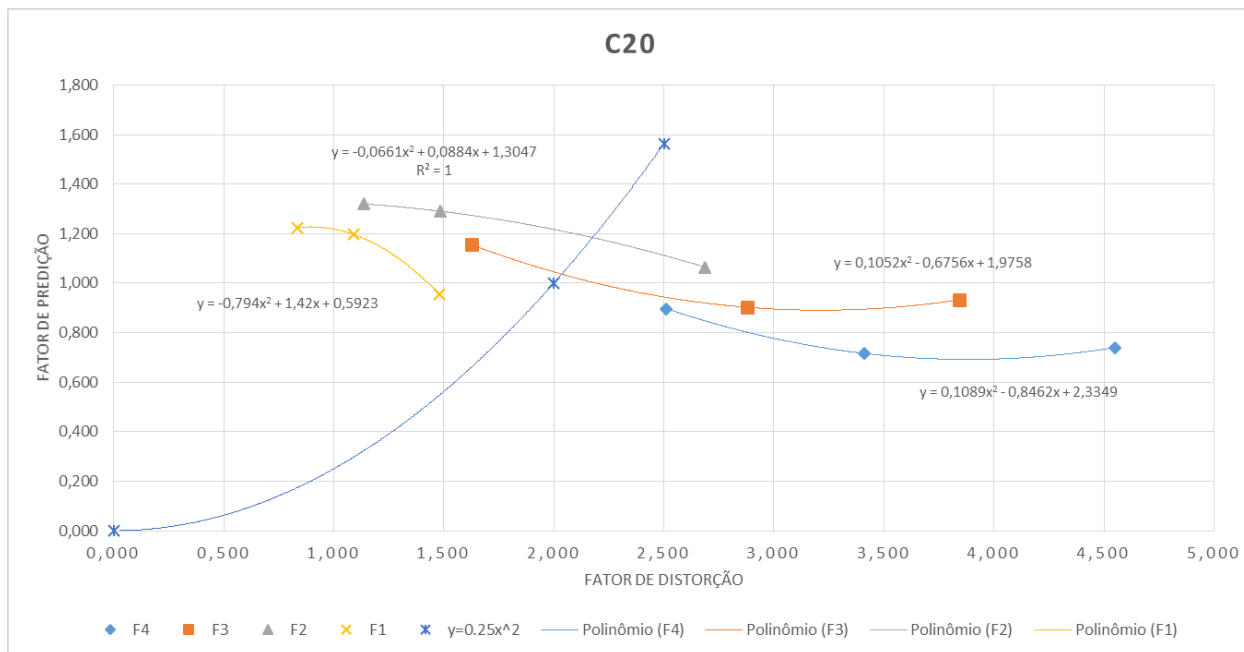


Figura 23 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C20, adotando  $E_d$





Figura 24 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C30, adotando  $E_d$

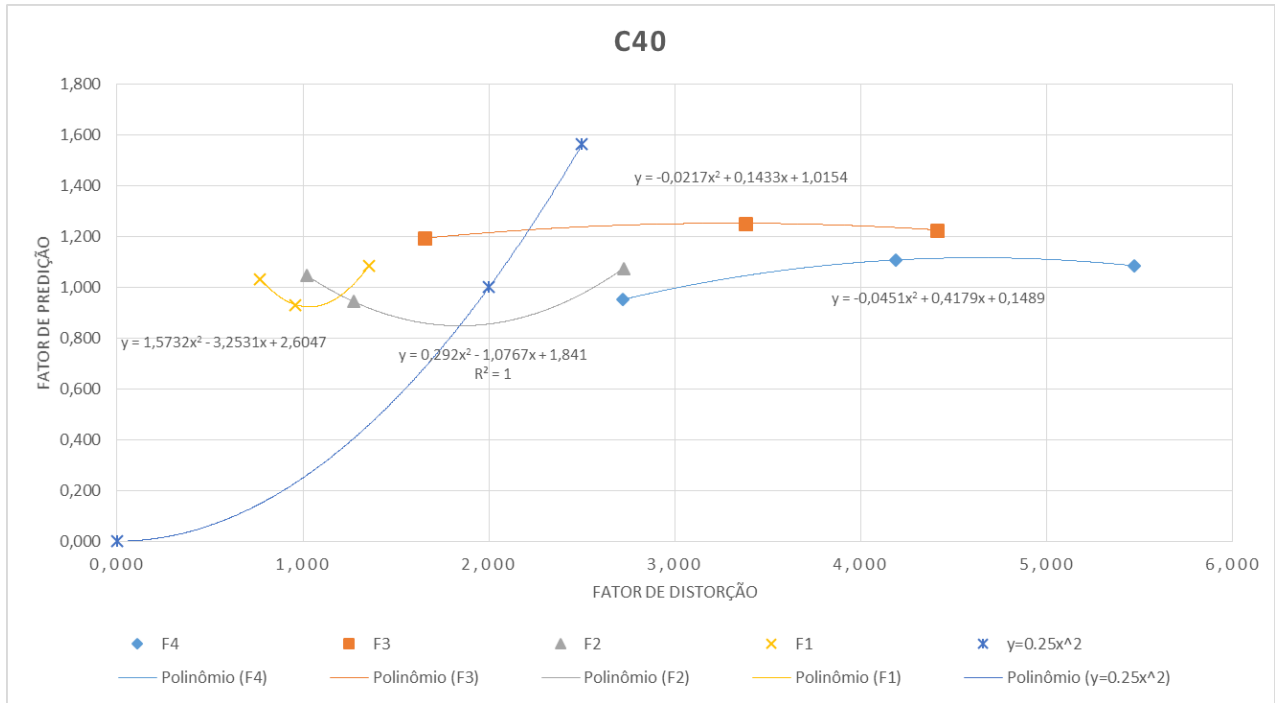


Figura 25 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C40, adotando  $E_d$

## ANEXO V - CURVAS DE CALIBRAGEM ADOTANDO MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO ENSAIADO

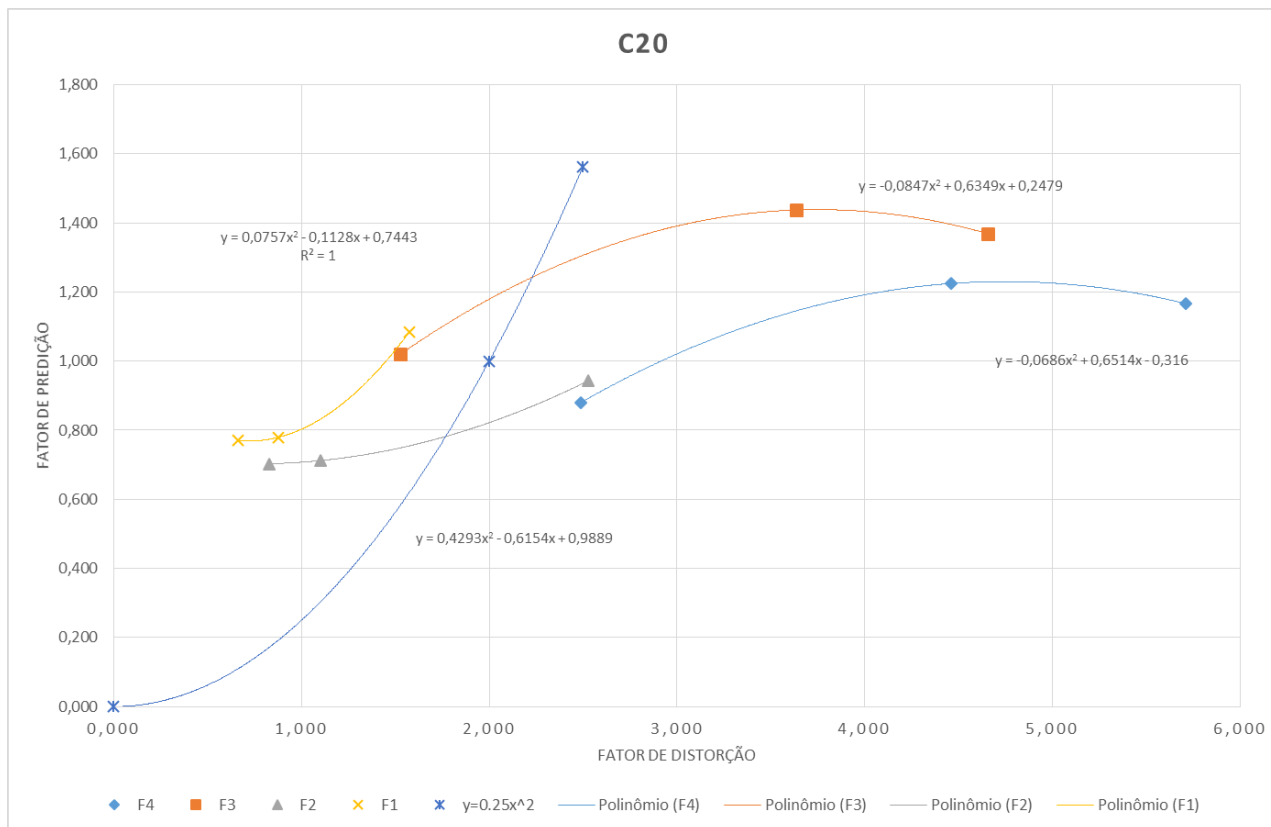


Figura 26 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C20, adotando Eci

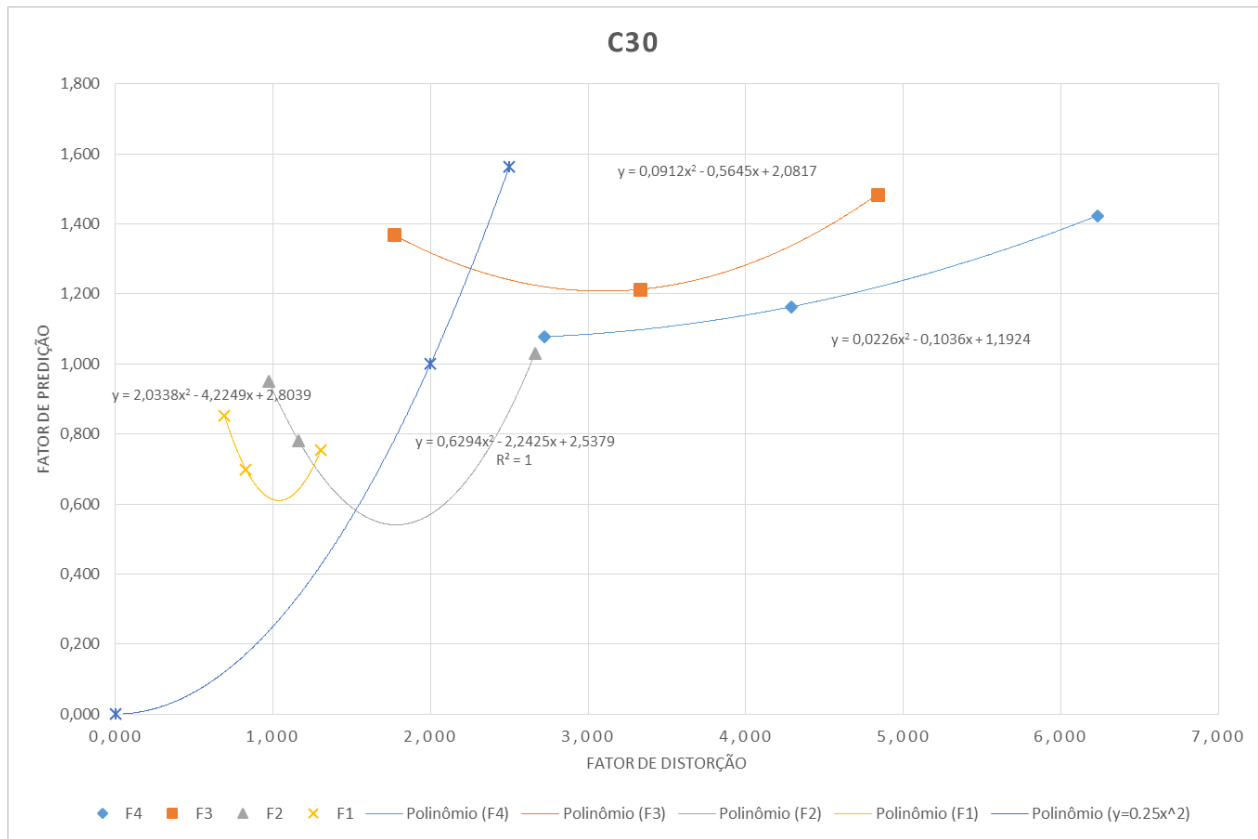


Figura 27 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C30, adotando Eci

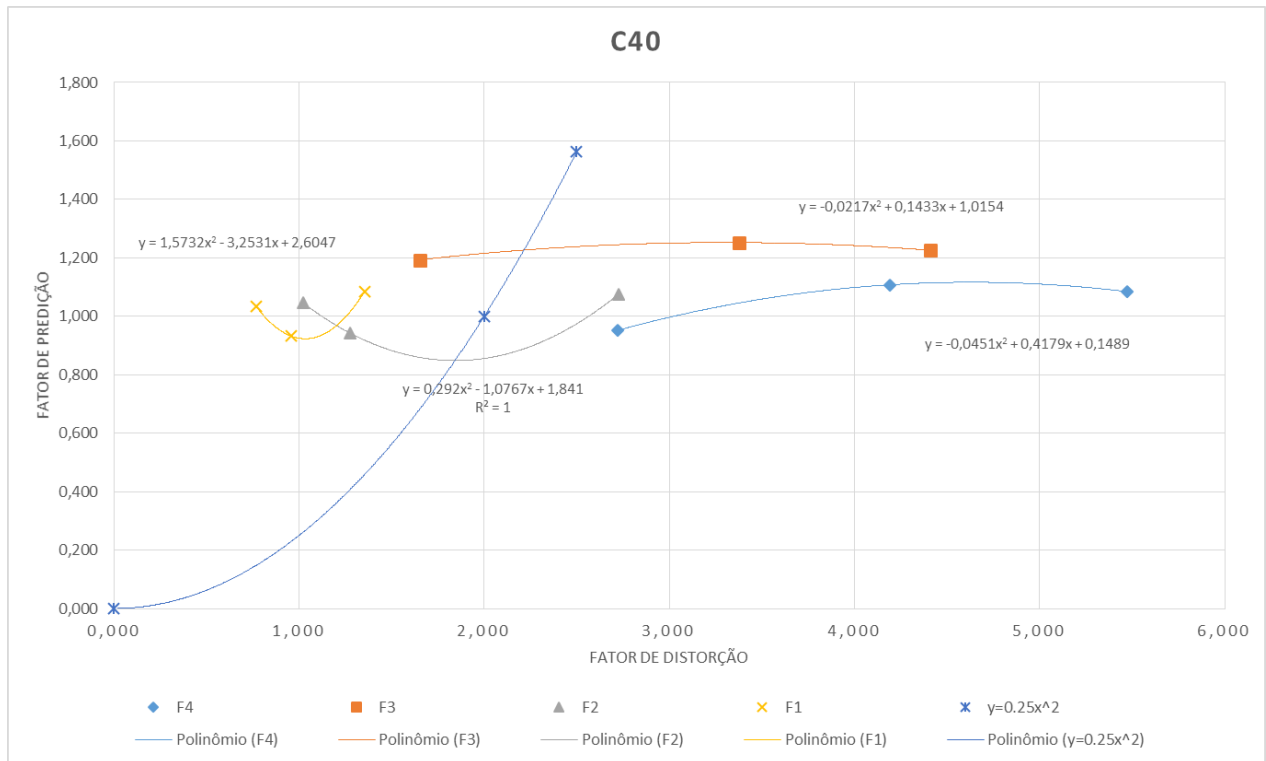


Figura 28 - Curvas de calibragem obtidas por plotagem dos fatores de distorção e predição, para diferentes faixas granulométricas e classe C40, adotando Eci