



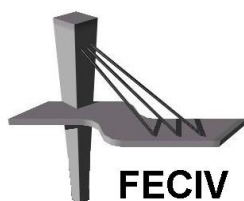
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

## DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

# **MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CONCRETOS PRODUZIDOS COM FORMAÇÕES ROCHOSAS DO TRIÂNGULO MINEIRO**

**ANGELA MARIA DE ARRUDA**

Uberlândia, Julho 2013.



**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**  
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**  
**Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**



**Angela Maria de Arruda**

**MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CONCRETOS PRODUZIDOS  
COM FORMAÇÕES ROCHOSAS DO TRIÂNGULO MINEIRO**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Construção Civil.

**Orientador: Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos**  
**Co-orientador: Prof. Dr. Turibio José da Silva**

Uberlândia, Julho 2013.



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL  
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



**ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA  
DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

ATA Nº: 113/2013

**CANDIDATA:** Angela Maria de Arruda

**ORIENTADOR:** Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos

**TÍTULO:** "Módulo de elasticidade de concretos produzidos com formações rochosas do Triângulo Mineiro"

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO:** Estruturas e Construção Civil

**LINHA DE PESQUISA:** Construção Civil

**DATA DA DEFESA:** 17 de julho de 2013

**LOCAL:** Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa da FECIV

**HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA:** 14h10 - 14h48

Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que a candidata foi:

☒ APROVADA

☐ REPROVADA

OBS:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

Na forma regulamentar, foi lavrada a presente ata que está assinada pelos membros da Banca:

\_\_\_\_\_

Professor Orientador: **Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos – FECIV/UFU**

\_\_\_\_\_

Membro externo: **Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein – UNICAMP**

\_\_\_\_\_

Membro: **Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Leila Aparecida de Castro Motta – FECIV/UFU**

\_\_\_\_\_

Uberlândia, 17 de Julho de 2013.

# DEDICATÓRIA

---

*Aos meus pais, Carlos e Maria do Carmo, pelo carinho e apoio, às  
minhas irmãs Roberta e Naiara pelo constante incentivo e ao meu  
sobrinho Rafael por contagiar com sua alegria.*

# AGRADECIMENTOS

---

Agradeço a Deus pelas bênçãos e oportunidades que tem me proporcionado.

Ao professor e orientador Antônio Carlos dos Santos pela dedicação, competência e conhecimentos compartilhados durante a realização deste trabalho.

Ao professor e co-orientador Turibio José da Silva pelos conhecimentos fundamentais transmitidos durante as disciplinas ministradas, por suas preciosas sugestões e pelo incentivo.

Ao amigo Rafael Machado Magalhães pela colaboração e empenho fundamentais na fase experimental.

Aos técnicos do Laboratório de Materiais e Construção Civil, Wanderly e Cristiane pelo companherismo e auxílio durante a realização da fase experimental.

À minha família pelo carinho, apoio e orações, em especial à minha mãe Maria do Carmo pelo exemplo de persistência, integridade e fé.

A todos meus amigos.

À CAPES pelo apoio financeiro e à FAPEMIG pelo financiamento do projeto.

À Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil que ofereceram subsídios para a realização do projeto.

Às empresas Lafarge, Beira Rio e Três Irmãos que forneceram os agregados graúdos utilizados.

Arruda, A. M. Módulo de elasticidade de concretos produzidos com formações rochosas do Triângulo Mineiro. 166 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2013.

## RESUMO

---

O módulo de elasticidade é uma propriedade importante para os profissionais envolvidos na indústria da construção civil, uma vez que seu valor é determinante para a esbeltez das estruturas produzidas, além do controle das deformações. A impossibilidade de se obter concretos de maior valor de módulo de elasticidade pode implicar perda econômica, uma vez que, pode levar à necessidade de elementos estruturais de maior dimensão, a fim de se obter flechas dentro da prescrição da norma brasileira, resultando em maiores custos na execução e perda de área útil no projeto arquitetônico. Deste modo, este trabalho teve como objetivo avaliar o módulo de elasticidade de três classes distintas de concreto (C20, C30 e C40), produzidas com dois tipos morfológicos de rochas da região do Triângulo Mineiro, a saber basalto e dolomito.

Os valores dos módulos de elasticidade obtidos foram comparados entre si e com as formulações propostas em normas vigentes no Brasil e no exterior, a fim de avaliar a validade da aplicação para concretos produzidos com essas rochas. Foram realizados ensaios de resistência à compressão e de módulo de elasticidade para cada classe de concreto e seu respectivo agregado. Para tanto foram moldados 459 corpos de prova cilíndricos de 10 cm x 20 cm sendo 51 corpos de prova por traço de concreto: 3 cp's para resistência à compressão, 6 cp's para módulo de elasticidade, 3 cp's para resistência à tração por compressão diametral por idade, os 3 cp's restantes foram ensaiados para determinação do coeficiente de Poisson aos 56 dias. Nestes grupos foram avaliadas as interações entre os parâmetros avaliados ( $f_{ck}$ , idade e tipo de rocha) e suas influências no módulo de elasticidade.

**Palavras-chave:** Módulo de Elasticidade, Rochas, Concreto, Normas.

Arruda, A. M. Modulus of elasticity of concrete produced with rocks formation extracted from the Triangulo Mineiro region. 166 p.. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2013.

## ABSTRACT

---

The elastic modulus is an important property for professionals involved in the construction industry, since its value is crucial to the slenderness of the structures produced, beyond the control of deformations. The impossibility of obtaining a higher value of specific modulus can result in economic loss since it may lead to the need for larger structural elements in order to obtain the prescription arrows in Brazilian standard, resulting in higher implementation costs and loss of usable area in architectural design. Thus, this paper aims based on the geological map of Triangulo Mineiro, evaluate three distinct classes of concrete (C20, C30 and C40), produced with two morphological types of rocks, basalt and dolomite.

The values of elastic modulus obtained were compared with each other and with the various formulations proposed in current regulations in Brazil and abroad, in order to assess the validity of its application in concrete produced with rocks. Compressive strength and elastic modulus tests for each concrete class and its respective aggregate were made. For this, were molded 459 cylindrical specimens of 10 cm x 20 cm with 51 specimens by concrete mix: 3 specimens for compressive strength, 6 specimens for elastic modulus, 3 specimens for tensile strength by diametral compression by age, and the last 3 specimens were tested to determine the Poisson's ratio at 56 days. These groups were evaluated interactions between parameters ( $f_{ck}$ , age and type of rock) and their influences on the elastic modulus.

**Keywords:** elastic modulus, rocks, concrete, standards.

# SÍMBOLOS E SIGLAS

---

## SÍMBOLOS

a/c - Relação água/cimento

BA- Basalto

cp- corpo de prova

CP – Cimento Portland

C 20, C 30, C 40 – Classes de concreto estudadas

DO – Dolomito

$E_{ci}$  – Módulo de elasticidade tangente inicial

$E_{cmj}$  – Módulo de elasticidade tangente inicial médio do concreto a  $j$  dias

$E_{cs}$  - Módulo secante do concreto.

$f_{ck}$  – Resistência característica do concreto

$f_{cm}$  – Resistência à compressão média do concreto

$f_{cmj}$  – Resistência à compressão média do concreto a  $j$  dias

$f_{st}$  – Resistência à tração por compressão diametral

PA- Patos de Minas –MG

$S_d$  – Desvio padrão

UBERA- Uberaba -MG

UDIA – Uberlândia - MG

## SIGLAS

ABCP – Associação Brasileira do Cimento Portland

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

EUROCODE – European Standard

FECIV- Faculdade de Engenharia Civil

FIB – Federation Internationale du Beton

IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto



# LISTA DE FIGURAS

---

Figura 1 – Comportamento (a) elástico linear e (b) não linear dos materiais .....	25
Figura 2 - Relação da força em função da separação interatômica para átomos com ligações fracas e com ligações fortes. A magnitude do módulo de elasticidade é proporcional à inclinação de cada curva na posição de separação interatômica de equilíbrio.....	26
Figura 3 - Ciclos de carregamento e descarregamento em ensaio de módulo de elasticidade tangente inicial.....	28
Figura 4 - Comportamentos típicos de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e o concreto .....	29
Figura 5 - Representação do comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial .....	30
Figura 6 - Relação entre tensão e deformação de um corpo de prova carregado e descarregado .....	32
Figura 7 – Perturbação inicial no gráfico $\sigma - \varepsilon$ .....	33
Figura 8- Fatores que afetam o módulo de deformação do concreto .....	35
Figura 9 - Modelo simplificado da estrutura da pasta. Os pontos cheios representam partículas de gel; os espaços intersticiais são os poros de gel; os espaços marcados com C são os poros capilares. ....	36
Figura 10 - Evolução da hidratação dos compostos puros .....	37
Figura 11 – Valores do módulo de elasticidade dos compostos do concreto.....	38
Figura 12 - Influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade (abatimento constante).....	39
Figura 13 - Influência do consumo de cimento no módulo de elasticidade (abatimento= cte) .....	39
Figura 14 - Consumo de cimento <i>versus</i> módulo de elasticidade ( $a/c$ = cte).....	40
Figura 15 - Módulo de elasticidade para adições nos teores intermediários. ....	42
Figura 16 - Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão .....	43

Figura 17 - (a) Representação da zona de transição do concreto; (b) Micrografia eletrônica de varedura da zona de transição pasta-agregado do concreto com basalto.....	45
Figura 18 - Descrição esquemática da formação da zona de transição em concretos com e sem microssilica .....	47
Figura 19 - Diagrama ilustrativo de como a microestrutura, condições prévias de exposição e fatores relacionados ao processo de fabricação do agregado determinam suas características e afetam as dosagens e propriedades do concreto tanto no estado fresco como endurecido.....	50
Figura 20 - Exemplos de curvas granulométricas .....	54
Figura 21 - Diâmetro máximo do agregado gráudo <i>versus</i> módulo de elasticidade do concreto .....	55
Figura 22 - Módulo de elasticidade aos 7 dias .....	57
Figura 23 - Módulo de elasticidade aos 28 dias .....	58
Figura 24 - Variação do módulo de elasticidade com o tempo e tipo de agregado.....	59
Figura 25 - Influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade.....	60
Figura 26 - Valores do módulo de elasticidade para concretos produzidos com agregado de basalto, calcário e granito nas idades de 3 dias e 7 dias .....	61
Figura 27 - Gráfico do módulo de elasticidade versus o teor de agregados (abatimento constante).....	63
Figura 28 - Gráfico do módulo de elasticidade versus o teor de agregados (relação água/cimento constante) .....	63
Figura 29 - Fração volumétrica versus módulo de elasticidade para compósitos com relação $a/c = 0,286$ e $0,292$ , respectivamente. ....	64
Figura 30 - Fração volumétrica versus módulo de elasticidade para compósitos com agregado gráudo de aço variando-se a relação água/cimento.....	65
Figura 31 - Influência da condição de umidade no momento do ensaio para determinação do módulo de deformação de concretos em idades distintas.....	66
Figura 32 - Variação da relação tensão-deformação com velocidade de aplicação de carga distintas.....	67

Figura 33 - Esforços no corpo de prova durante o carregamento de compressão .....	68
Figura 34 – (a) <i>Clip gage</i> ; (b) <i>strain gages</i> e (c) <i>strain gages</i> colados à superfície do corpo de prova para leitura das deformações transversais e longitudinais. ....	69
Figura 35 - Resistência em função da relação água/cimento do concreto.....	72
Figura 36 - Interação dos fatores que influenciam a resistência do concreto.....	73
Figura 37 - Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland.....	75
Figura 38 - Influência do tamanho máximo do agregado na resistência à compressão aos 28 dias com concretos de diferentes teores de cimento.....	77
Figura 39 - Relação entre a resistência à compressão de cilindros, com 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, e o volume de agregado para uma relação água/cimento constante igual a 0,50. ....	78
Figura 40 - Influência do fator água/cimento e do período de cura úmida sobre a resistência do concreto.....	79
Figura 41 - Influência do tipo e tempo de cura úmida sobre a resistência do concreto .....	80
Figura 42 - Influência das temperaturas de moldagem e cura sobre a resistência do concreto .....	81
Figura 43 - Influência das temperaturas de moldagem e cura sobre a resistência do concreto .....	81
Figura 44 - Forma geral da relação altura/diâmetro sobre a resistência aparente de cilindros aos 28 dias .....	82
Figura 45 - Influência da velocidade de carregamento sobre a resistência do concreto. ....	83
Figura 46 - Fluxograma das etapas do programa experimental. ....	91
Figura 47 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado miúdo....	95
Figura 48 – (a) Localização das cidades onde foram extraídos os agregados graúdos utilizados no estudo; (b) Representação esquemática do mapa geológico de Minas Gerais; (c) Localização geográfica de Minas Gerais .....	96
Figura 49 - (a), (b) Amostras das rochas estudadas.....	97
Figura 50 – (a) Dolomito; (b) Fissuras em destaque no basalto .....	97

Figura 51 - Processo de extração dos testemunhos das rochas.....	98
Figura 52 - Testemunhos extraídos das rochas: (a) BA- UDIA; (b) BA- UBERA; (c) DO-PA;.....	98
Figura 53 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de basalto (UDIA) .....	100
Figura 54 - Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de dolomito (Patos de Minas).....	101
Figura 55 - Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de basalto (UBERA).....	102
Figura 56 – Aspecto do concreto.....	104
Figura 57 – Ensaio de abatimento de tronco de cone .....	105
Figura 58- Pesagem do recipiente preenchido com concreto para determinação da massa específica .....	106
Figura 59 – Formas cilíndricas 10cm x 20cm devidamente preparadas com desmoldante .....	106
Figura 60 – Cura dos corpos de prova.....	107
Figura 61 - Prensa Servo-Hidráulica da EMIC .....	108
Figura 62 – Regularização das faces dos corpos de prova, capeamento feito com enxofre. ....	109
Figura 63 - Ensaio de compressão de um corpo de prova de (100mm×200 mm).....	109
Figura 64 – (a) <i>Clip gages</i> ; (b) <i>Clip gages</i> posicionados no corpo de prova.....	110
Figura 65 - Princípio de funcionamento dos <i>clip gages</i> .....	111
Figura 66 – Plano de carga para obtenção do módulo de elasticidade tangente inicial $E_{ci}$ – Metodologia A - Tensão $\sigma_a$ fixa .....	112
Figura 67 – Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto .....	115
Figura 68 - Comparativo da evolução da resistência à compressão .....	117
Figura 69- Evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto .....	118

Figura 70 - Comparativo da evolução do módulo de elasticidade .....	119
Figura 71 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos produzidos com dolomito .....	120
Figura 72 – Comparativo da evolução da resistência com o tempo .....	121
Figura 73 - Evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo para os concretos produzidos com dolomito .....	122
Figura 74 - Comparativo da evolução do módulo de elasticidade .....	123
Figura 75 – Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto .....	124
Figura 76 – Comparativo da evolução da resistência à compressão .....	125
Figura 77- Evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto .....	126
Figura 78 - Comparativo da evolução do módulo de elasticidade .....	126
Figura 79 – Ganho percentual da resistência à compressão dos 7 dias aos 56 dias .....	127
Figura 80 - Comparação da resistência à compressão entre concretos produzidos com agregados de diferentes origens mineralógicas .....	129
Figura 81- Ganho percentual do módulo de elasticidade de 7 dias a 56 dias.....	131
Figura 82 - Comparação do módulo de elasticidade entre concretos produzidos com agregados de diferentes origens mineralógicas .....	132
Figura 83 – Resistência à compressão x módulo de elasticidade BA-UDIA .....	133
Figura 84 – Resistência à compressão x módulo de elasticidade DO-PA.....	134
Figura 85 - Resistência à compressão x módulo de elasticidade BA-UBERA .....	135
Figura 86 – Módulo de elasticidade x Resistência à compressão (UDIA).....	137
Figura 87 - Módulo de elasticidade x Resistência à compressão (PA) .....	137
Figura 88 - Módulo de elasticidade x Resistência à compressão (UBERA).....	138
Figura 89 - Módulo de elasticidade x Resistência à compressão .....	139
Figura 90 - Comparativo entre os resultados obtidos experimentalmente e Alhadas (2008) .....	140

Figura 91 – Comparativo das normas nas diferentes idades – UDIA .....	142
Figura 92 - Comparativo das normas nas diferentes idades - PA.....	143
Figura 93 - Comparativo das normas nas diferentes idades - UBERA .....	145
Figura 94 – Comparativo dos resultados dos concretos produzidos com agregado graúdo de Uberlândia, Patos de Minas e Uberaba.....	147
Figura 95 – Resultados obtidos e equação ajustada .....	148
Figura 96 – Ensaio para determinação do coeficiente de Poisson.....	161
Figura 97 - Ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral.	162
Figura 98 - Resistência à tração dos concretos produzidos com basalto de Uberlândia ...	163
Figura 99 - Resistência à tração dos concretos produzidos com dolomito de Patos de Minas .....	164
Figura 100 - Resistência à tração dos concretos produzidos com basalto de Uberaba .....	164
Figura 101 - Resultados de resistência à tração dos concretos estudados .....	165
Figura 102- Comparação dos resultados e limites propostos pela norma ABNT NBR 6118:2007 .....	166

# SUMÁRIO

---

1.	INTRODUÇÃO.....	18
1.1	IMPORTÂNCIA DO TEMA .....	18
1.2	JUSTIFICATIVA DO TEMA .....	19
1.3	OBJETIVOS DO TRABALHO .....	21
1.3.1	Objetivo geral .....	21
1.3.2	Objetivos específicos .....	22
1.3.3	Estrutura do trabalho .....	22
2.	MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO .....	24
2.1	CONCEITOS FUNDAMENTAIS .....	24
2.2	COMPORTAMENTO DA CURVA $\Sigma$ -E DO CONCRETO.....	27
2.3	TIPOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO.....	31
2.4	FATORES QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO.....	35
2.4.1	Matriz da pasta de cimento.....	35
2.4.2	Zona de transição.....	43
2.4.3	Agregado .....	47
2.4.4	Parâmetros de teste .....	65
3.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	70
3.1	INTRODUÇÃO.....	70
3.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ( $F_c$ ) .....	71
3.2.1	Característica e proporção dos materiais .....	73
3.2.2	Condições de cura.....	78
3.2.3	Parâmetros de ensaio .....	81
3.3	MODELOS DE PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	84
3.3.1	ABNT NBR 6118:2007 .....	86
3.3.2	Prática recomendada do IBRACON (2004) .....	86
3.3.3	FIB Model Code 2010 .....	87

3.3.4	ACI 318:2011 .....	88
3.3.5	EUROCODE 2:2004 .....	89
4.	PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS .....	90
4.1	INTRODUÇÃO.....	90
4.2	PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS. ....	90
4.3	PARÂMETROS .....	92
4.4	MATERIAIS CONSTITUINTES DO CONCRETO .....	93
4.4.1	Cimento .....	93
4.4.2	Agregado Miúdo.....	94
4.4.3	Agregado Graúdo .....	95
4.4.4	Aditivo.....	102
4.4.5	Água .....	103
4.5	DOSAGEM DO CONCRETO .....	103
4.1	FABRICAÇÃO DO CONCRETO .....	103
4.2	CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO FRESCO .....	105
4.2.1	Consistência do concreto por abatimento de tronco de cone.....	105
4.2.2	Determinação da massa específica no estado fresco .....	105
4.3	MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA .....	106
4.4	CURA DOS CORPOS DE PROVA.....	107
4.5	MÉTODOS DE ENSAIO .....	107
4.5.1	Resistência à compressão ( $f_{cj}$ ).....	108
4.5.2	Módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ) .....	109
5.	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	113
5.1	INTRODUÇÃO.....	113
5.2	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	113
5.2.1	Ensaio de caracterização do concreto fresco.....	113
5.2.2	Ensaio no concreto endurecido .....	114
5.2.3	Análise comparativa entre os concretos produzidos com agregados de diferentes origens mineralógicas .....	127
5.2.4	Análise comparativa dos resultados obtidos com as equações propostas pelas normas.. .....	140
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	149



6.1	CONCLUSÕES GERAIS .....	149
6.2	CONCLUSÕES ESPECÍFICAS .....	149
6.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	151
REFERÊNCIAS .....		152
APÊNDICE .....		160
1. Coeficiente de Poisson .....		160
2. Resistência à tração por compressão diametral .....		162

# 1. INTRODUÇÃO

---

## 1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

A necessidade de se construir estruturas cada vez mais altas, esbeltas, duráveis e com maior rapidez, fez com que houvesse um desenvolvimento das técnicas de construção e dos materiais utilizados nas obras, mediante isto, tornou-se imprescindível também, uma revisão das normas brasileiras para a execução destas estruturas.

A diversidade dos materiais existentes e sua influência sobre as propriedades mecânicas do concreto implicam uma mudança na realidade da concepção e da execução de estruturas de concreto, evidenciando a importância de uma análise que vá além da resistência do concreto, tais como a durabilidade e a segurança da estrutura.

Neste panorama, nota-se a importância de deixar o projeto estrutural mais próximo do comportamento real da estrutura, tornando necessário um conhecimento profundo de outras características do concreto, como a deformação, a fluência e a retração. Ao levar em consideração essa premissa, salienta-se que o aumento da resistência à compressão, não é garantia de um concreto pouco deformável, ou mesmo, que o ganho de resistência será proporcional à evolução do módulo de elasticidade.

Analisando por este prisma, percebe-se, o surgimento de um maior cuidado com o módulo de elasticidade do concreto. Sendo cada vez mais importante para o controle das deformações, e crescendo na estrutura com a idade do concreto, o módulo de elasticidade passa a fazer parte do planejamento das edificações quanto à aplicação de cargas em todos os momentos da construção, principalmente, nas fases de retirada de fôrmas e escoramentos e cargas acidentais durante a fase de construção.

Não obstante, faz-se necessária uma criteriosa avaliação desta propriedade levando-se em consideração os aspectos regionais, principalmente no que concerne o uso de diferentes agregados graúdos para fabricação de concreto.

Quanto ao aspecto técnico é pertinente uma avaliação das formulações propostas em norma, para a estimativa de módulo de elasticidade, buscando verificar sua dispersão de valores quando comparada com valores obtidos de módulo de elasticidade de concretos produzidos com rochas disponíveis. Tal relevância se justifica por oferecer subsídios à comunidade científica sobre a aplicabilidade de tais expressões e a sociedade ao disponibilizar dados próximos às realidades locais.

## **1.2 JUSTIFICATIVA DO TEMA**

A preocupação na determinação do módulo de elasticidade tornou-se mais evidente com a exclusão dos concretos de baixa resistência, pois, nestes concretos, os valores do módulo de elasticidade em função da resistência apresentavam pouca variação e a equação prevista na norma até então era satisfatória. Entretanto, esses concretos não se enquadram nem na classe I de agressividade ambiental da ABNT NBR 6118:2007, assim a determinação do módulo de elasticidade torna-se um importante instrumento para construir com qualidade e economia (MASSUCATTO *et al.* 2007).

Estudos realizados em diversas regiões do país apontaram os diversos fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto dentre eles: relação água-cimento, tipo e tempo de cura, idade, tipo de agregado e consumo de cimento. Nos estudos realizados por Nunes (2005) no Rio de Janeiro, Pacheco (2006) em Vitória (ES), Alhadas (2008) em Minas Gerais e Barbosa (2009) em Goiânia (GO) constatou-se que a composição mineralógica do agregado graúdo exerceu grande influência sob esta propriedade. Nestes estudos os pesquisadores reafirmaram a necessidade de adaptar a norma ABNT NBR 6118: 2003 às curvas de módulo de elasticidade em função da resistência à compressão para cada região.

O módulo de elasticidade tem estreita relação com a durabilidade da estrutura, pois está associado às deformações estruturais que devem se manter dentro de limites, caso contrário, em excesso podem causar fissuras em alvenarias e gerar outras patologias. Portanto, a estimativa do módulo de elasticidade dos materiais de uma estrutura é imprescindível para estimar a vida útil da mesma (PEDROSO, 2007).

Para Massucatto *et al.*(2007) a importância da determinação do módulo de elasticidade do concreto pode ser evidenciada no cálculo estrutural, pois o valor do módulo de elasticidade

é utilizado na estimativa da rigidez de uma estrutura, perdas de protensão, nas deformações com o tempo. Os pesquisadores afirmam que os resultados de ensaios realizados de acordo com a ABNT NBR 8522:2008 em concretos estruturais têm apresentado resultados entre 20 GPa e 40 GPa para intervalos de resistência à compressão de 20 MPa a 40 MPa. É ressaltado que estes valores apresentam variação de até 30 % dependendo dos agregados utilizados e da composição do concreto.

Os pesquisadores explicam que a partir da resistência à compressão do concreto é possível prever o início da fissuração quando se retira os escoramentos, por exemplo. O módulo de elasticidade aliado a esta propriedade auxilia na avaliação da rigidez do elemento estrutural, daí a importância de se obter os valores experimentais. Estes valores também são úteis para estimativa de perda de protensão e das deformações ao longo do tempo. Neste sentido, a idade do concreto a ser submetido ao ensaio de módulo de elasticidade depende do elemento estrutural em questão, se for o caso de pré-moldados os resultados de módulo de elasticidade precisam ser determinados em prazos curtos. Entretanto, a determinação do módulo de elasticidade aos 28 dias é mais comum servindo como medida de controle das deformações, conhecendo-se a resistência à compressão do concreto.

A determinação do módulo de elasticidade é cercada de questões e dúvidas, principalmente relacionadas à proposta de cálculo do valor estimado presente na ABNT NBR 6118:2007 e aos valores obtidos em ensaio que variam de acordo com a composição do concreto (mantido o valor de resistência à compressão). Cupertino (2007) afirma que o ensaio do módulo de elasticidade depende da qualidade da equipe, da máquina de ensaio adequada e devidamente calibrada, dos medidores de deformação e reafirma a importância do tratamento estatístico dos resultados para garantir a confiabilidade da pesquisa.

Segundo Battagin (2007), a estimativa do módulo de elasticidade tem se tornado muito relevante, pois esta propriedade fornece informações sobre a reação de uma estrutura sob aplicação de carga a curto ou a longo prazo. A resistência à compressão e o módulo de elasticidade definem o tempo para desforma e retirada do escoramento.

O módulo de elasticidade permite avaliar a resistência do material à deformação elástica, constituindo uma forma de medida da rigidez de um elemento estrutural. Desta maneira, materiais cujos módulos de elasticidade são baixos se deformam com facilidade quando

submetidos a solicitações mecânicas. Tais materiais não despertam muito interesse para uso em elementos estruturais que exijam materiais cujas deformações apresentadas sejam pequenas. Em materiais compostos, como o concreto, a relação entre tensão e deformação não segue o padrão linear e a determinação do módulo de elasticidade apresenta particularidades (VOGT, 2006).

Quanto à discussão de que o módulo de elasticidade não é determinado com tanta frequência como a resistência à compressão, é essencial diferenciar controle de recebimento e conhecimento das propriedades do concreto. São citadas como controle de recebimento: a consistência, para aceitação do concreto no estado fresco e a resistência à compressão aos 28 dias, para aceitação do concreto no estado endurecido. Dependendo da situação, necessita-se de informações acerca de outras propriedades como: resistência à tração (concreto destinado a pavimentos), calor de hidratação (concreto massa), massa específica (para concretos pesados usados em usinas atômicas), consistência auto-adensável (situações de elevada densidade de armadura). Segue-se que devido ao prazo mínimo estabelecido pelas construtoras para a realização de estudos e ensaios e pela facilidade de realização de alguns ensaios em detrimento de outros, a determinação do módulo de elasticidade fica renegada ao segundo plano, embora desempenhe papel fundamental nas decisões de projetistas e construtores, no que tange a idade ideal para a retirada do escoramento evitando-se o aparecimento de fissuras, por exemplo (MASSUCATTO *et al.*, 2007).

Na impossibilidade de realização deste ensaio, o estudo do módulo de elasticidade de diferentes tipos de concreto produzidos com agregados com composições mineralógicas distintas parece ser uma solução viável para fornecer informações sobre o módulo de elasticidade para diversas regiões.

## **1.3 OBJETIVOS DO TRABALHO**

### **1.3.1 Objetivo geral**

O objetivo deste trabalho é a análise da influência dos agregados graúdos, extraídos de locais e rochas distintas da região do Triângulo Mineiro, nos valores do módulo de elasticidade em 3 classes de resistência do concreto.

### 1.3.2 Objetivos específicos

- Analisar concretos nas idades de 7 dias, 14 dias, 28 dias e 56 dias quanto à variação do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão fazendo correlação entre estas duas propriedades e estudar a influência dos agregados graúdos utilizados em tais propriedades;
- Comparar os valores obtidos com as equações das normas ABNT NBR 6118:2007, ACI 318 (2011), EUROCODE 2 (2004) e FIB (2010).

### 1.3.3 Estrutura do trabalho

Visando alcançar os objetivos propostos para este trabalho, neste primeiro capítulo foram apresentadas a importância do tema e a justificativa do trabalho. Os demais capítulos são apresentados como segue:

No capítulo 2, foi abordada a definição de módulo de elasticidade, os tipos de módulo de elasticidade do concreto e os principais parâmetros que o influenciam.

No capítulo 3 apresentam-se os fatores que influenciam a resistência à compressão do concreto e os modelos de previsão do módulo de elasticidade propostos pelas normas ABNT NBR 6118:2007, FIB (2010), ACI 318 (2011) e EUROCODE 2 (2004), bem como uma proposta intitulada “Prática do IBRACON” (2004) que sugere alterações para a norma brasileira, adotando-se coeficientes de correção em função do tipo de agregado graúdo utilizado na produção do concreto e de sua consistência.

O programa experimental, os métodos dos ensaios realizados e a descrição de tais métodos são apresentados no capítulo 4.

No capítulo 5, são apresentados os resultados obtidos para a resistência à compressão do concreto e módulo de elasticidade das três classes de concretos estudados (C20, C30 e C40). São realizadas comparações entre os resultados para os concretos produzidos com agregados extraídos das cidades de Uberlândia/MG, Patos de Minas/MG e Uberaba/MG com aqueles estimados pelas normas.

O capítulo 6 contemplará as conclusões sobre os aspectos abordados e resultados obtidos. Neste capítulo ainda são apresentadas limitações e propostas para trabalhos futuros.

---

## 2. MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

---

### 2.1 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

O conceito de elasticidade foi formulado por Robert Hooke, físico inglês, cujos estudos permitiram concluir que para alguns materiais, a força aplicada no sentido de alongamento do objeto e a extensão dele até um determinado limite de solicitação se mantinham proporcionais. Em 1802, Thomas Young foi o pioneiro a estabelecer o conceito de módulo de elasticidade relacionando o comprimento de um objeto à tensão aplicada sobre o mesmo (MONTIJA, 2007).

O módulo de elasticidade é definido pela lei de Hooke que contempla os comportamentos elásticos dos materiais considerando-se baixas tensões e é explicitada da seguinte forma:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

$E$  é uma constante dependente da composição do material: módulo de elasticidade;

$\sigma$  é tensão definida como o quociente da carga instantânea aplicada em direção perpendicular e a área da seção reta original antes da aplicação da carga;

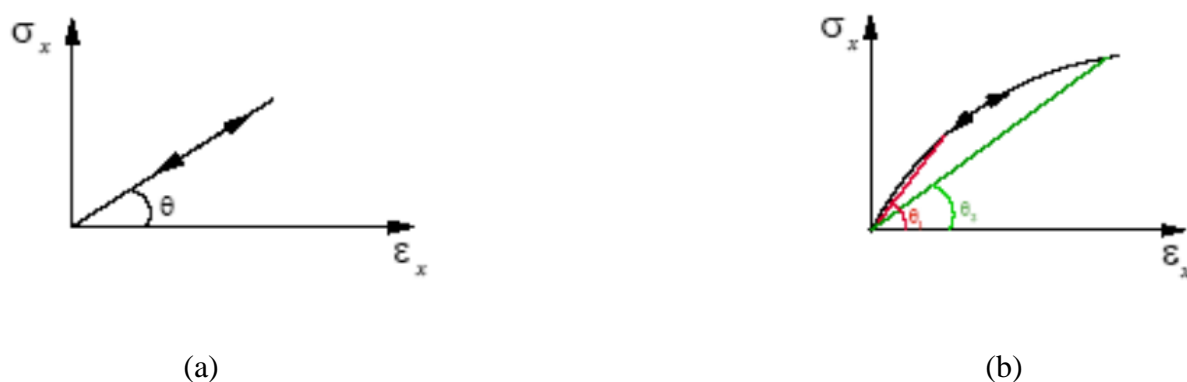
$\varepsilon$  é a deformação específica definida como a relação entre a variação de comprimento em um dado instante e o comprimento inicial do corpo de prova.

Essa teoria baseia-se no comportamento linear dos materiais, restrita a valores pequenos de tensão aplicada. Percebeu-se que para níveis de tensão maiores do que 50% das tensões de ruptura tal comportamento não era mais observado. Caso do concreto, cuja falta de linearidade começa com valor muito aquém deste nível de tensão, aproximadamente 30% da tensão de ruptura. Segue-se daí a preferência de alguns pesquisadores de utilizar a nomenclatura “módulo de deformação” ao invés de “módulo de elasticidade” (VASCONCELOS; GIAMMUSSO, 2009).



O comportamento elástico de um corpo diz respeito à reversão completa da deformação se extinta a solicitação, sem resíduo cuja classificação é dividida em: elástico linear e não-linear. No primeiro caso, a proporcionalidade entre tensão e deformação origina uma curva tensão-deformação retilínea. A rigor, somente neste caso, segundo Vasconcelos e Giammusso (2009) pode-se falar de módulo de elasticidade. A constante de proporcionalidade elástica, módulo de elasticidade, neste caso coincide com o coeficiente angular da reta tensão-deformação dos materiais elásticos lineares. Quanto aos não-lineares, o valor do módulo de elasticidade é uma aproximação matemática (Figura 1) (MONTIJA, 2007).

Figura 1 – Comportamento (a) elástico linear e (b) não linear dos materiais



Fonte: Montija, (2007)

Todavia, por extensão e por comodidade, foi adotada a nomenclatura “módulo de elasticidade” também para diagramas curvos e com diagramas diferentes no carregamento e no descarregamento (VASCONCELOS; GIAMMUSSO, 2009).

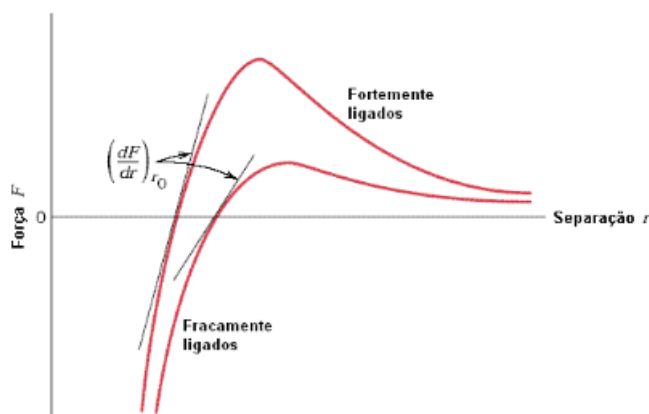
Como o termo elasticidade está associado à capacidade dos materiais retornarem à sua forma e volume originais após a supressão das solicitações atuantes, segue que tal propriedade depende da composição estrutural do material, das forças de ligação entre os elementos que compõe a microestrutura do material (MONTIJA, 2007). Callister (2007) explica que a deformação elástica microscópica apresenta-se na forma de pequenas alterações no espaçamento interatômico e na extensão das ligações interatômicas. Segue-se que o valor do módulo de elasticidade representa uma medida da resistência à separação dos átomos adjacentes, ou seja, as forças de ligação entre os átomos. O módulo de

elasticidade é proporcional à inclinação da curva força interatômica – separação interatômica no ponto de espaçamento de equilíbrio.

Na Figura 2, tem-se curvas força – separação para materiais que possuem tanto ligações interatômicas fortes (maior coeficiente angular) quanto fracas com as respectivas inclinações das curvas na distância de equilíbrio. No pico das curvas tem-se a quebra das ligações e na sequência a separação dos átomos que demanda menos energia (MONTIJA, 2007). Vale ressaltar que se as ligações fossem aliviadas antes dos picos, as ligações retornariam ao estágio de equilíbrio de energia inicial, ou seja, força igual a zero.

Desta forma, quando a força externa não possui amplitude tão alta, ocorrerá um pequeno afastamento entre os átomos causando uma deformação que é reversível caracterizando a resposta elástica do material. Do contrário, ocorre a deformação permanente, resultado da ruptura das ligações intermoleculares, segue-se que tensão e deformação não são mais proporcionais e a lei de Hooke não é mais válida.

Figura 2 - Relação da força em função da separação interatômica para átomos com ligações fracas e com ligações fortes. A magnitude do módulo de elasticidade é proporcional à inclinação de cada curva na posição de separação interatômica de equilíbrio



Fonte: Callister, (2007)

Para avaliar o módulo de elasticidade de um material existem vários métodos. Pode-se submeter o material a uma força de compressão e medir sua deformação, o quociente entre tensão e deformação (lei de Hooke) resulta o valor do módulo. Todavia, este método não é indicado para um material que possui um módulo alto, pois a deformação será mínima, dificultando sua medição precisa. Outro fator a ser observado é a precisão da máquina, já

que as medições realizadas por equipamentos impróprios conduzem a cálculos errôneos de módulos (VOGT, 2006).

O módulo de elasticidade estático é obtido através do diagrama tensão-deformação do material, entretanto este método conduz a variações de até 20% para o mesmo material. Ainda assim, para materiais que não atendem a lei de Hooke, o módulo é medido através do ensaio de compressão/tração. Segundo Vogt (2006), o módulo estático é somente uma aproximação do módulo de elasticidade quando não existe linearidade na curva tensão – deformação.

Com vistas no significado físico do módulo de elasticidade, a estimativa mais próxima seria obtida através da frequência natural de vibração do material. Existe uma correlação entre a velocidade de propagação do som ( $v$ ) em uma determinada amostra (material, forma e dimensões), sua massa específica ( $\rho$ ) e suas características elásticas:

$$v = (E/\rho)^{1/2} \quad \text{(equação 2)}$$

O módulo de elasticidade dinâmico também pode ser obtido através da velocidade de pulsação ultra-sônica, calculada a partir do tempo de propagação de pulsações mecânicas geradas eletronicamente.

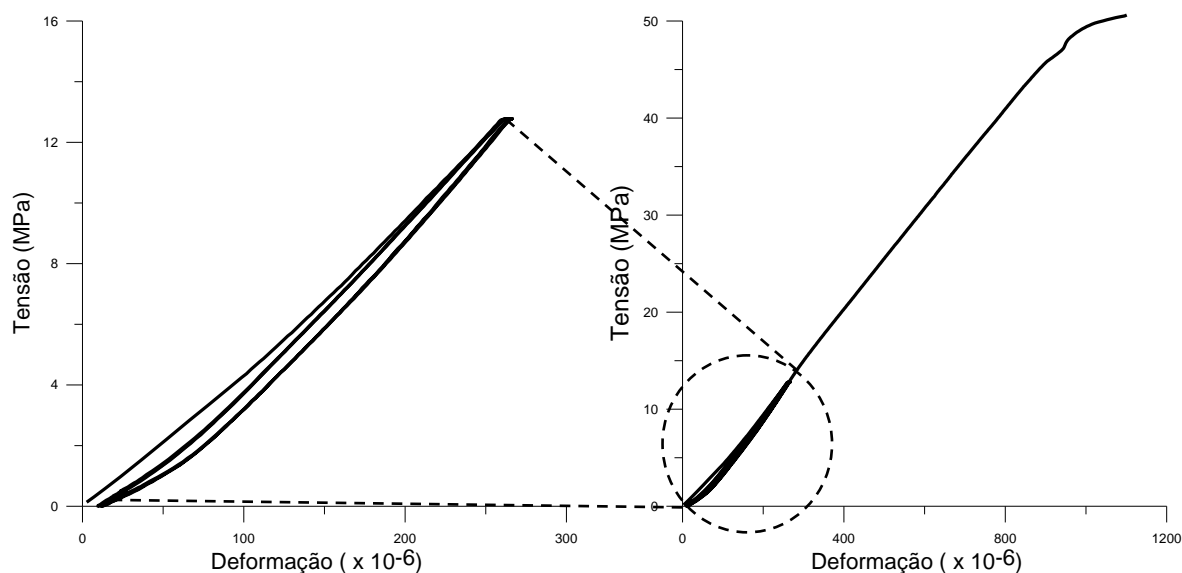
Em materiais compostos, pode-se recorrer à regra das misturas para determinar o módulo, considerando as propriedades elásticas dos constituintes do material e uma ligação inalterada entre as fases da mistura (VOGT, 2006).

## 2.2 COMPORTAMENTO DA CURVA $\sigma$ - $\epsilon$ DO CONCRETO

O concreto é classificado como material compósito, pois é resultado da mistura de elementos distintos e insolúveis entre si (cimento e agregados) da qual se obtém um material com propriedades distintas dos seus constituintes isoladamente (SILVA JUNIOR, 2010). Topçu e Ugurlu (2007) afirmam que o concreto além de ser um material compósito, é também trifásico, anisotrópico e frágil cujo comportamento varia de acordo com a aplicação de carga à qual é submetido. Contudo, ele apresenta comportamento elástico sob tensões baixas, em torno de 30 a 40% da tensão de ruptura.

As relações tensão-deformação no concreto são muito complexas, visto que o concreto não é um material totalmente elástico, além das deformações e restrições ao longo da peça de concreto não serem uniformemente distribuídas. Entretanto, para cargas inferiores à 30 % da carga última a curva  $\sigma$ - $\epsilon$  é linear, como efeito da estabilidade das fissuras na zona de transição (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Segue que o concreto até este limite de carga pode ser considerado um material elástico como é apresentado na Figura 3 com ciclos de carregamento e descarregamento em ensaio para determinação do módulo de elasticidade tangente inicial do concreto.

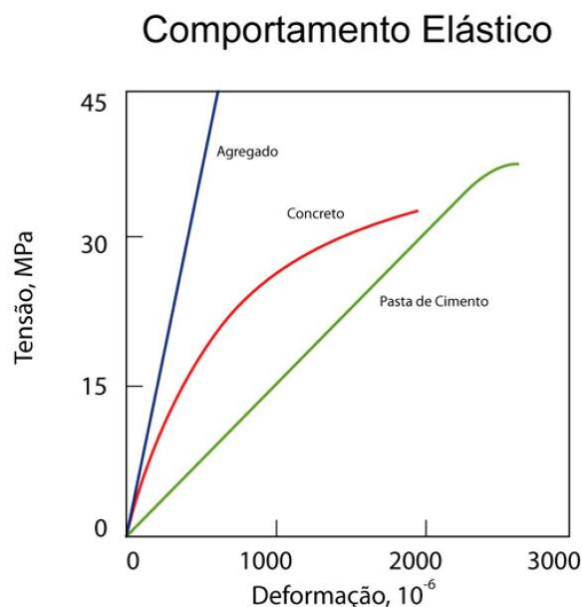
Figura 3 - Ciclos de carregamento e descarregamento em ensaio de módulo de elasticidade tangente inicial.



Fonte: Autora

O comportamento distinto das fases do concreto é evidenciado na Figura 4, pois a pasta de cimento hidratada e os agregados apresentam propriedades elásticas lineares, ao contrário do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Os autores apontam os fatores que exercem as maiores influências sobre o comportamento elástico do compósito: módulo de deformação dos materiais constituintes, suas respectivas massas específicas e a zona de transição.

Figura 4 - Comportamentos típicos de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e o concreto



Fonte: Mehta; Monteiro, (2008)

Desta forma, Mehta e Monteiro (2008, p.87) explicam: “a deformação resultante da ação de uma carga instantânea em um corpo de prova de concreto mostra não ser diretamente proporcional à tensão aplicada, nem totalmente recuperada no descarregamento” implicando não linearidade da relação  $\sigma$ - $\epsilon$  do concreto, que segundo Neville (1997) advêm da presença da zona de transição entre agregado e pasta de cimento, que além de vazios, apresenta concentração de hidróxido de cálcio, pouco resistente devido à área superficial substancialmente menor que o silicato de cálcio hidratado, além das microfissuras, fatores que influenciam o módulo de elasticidade.

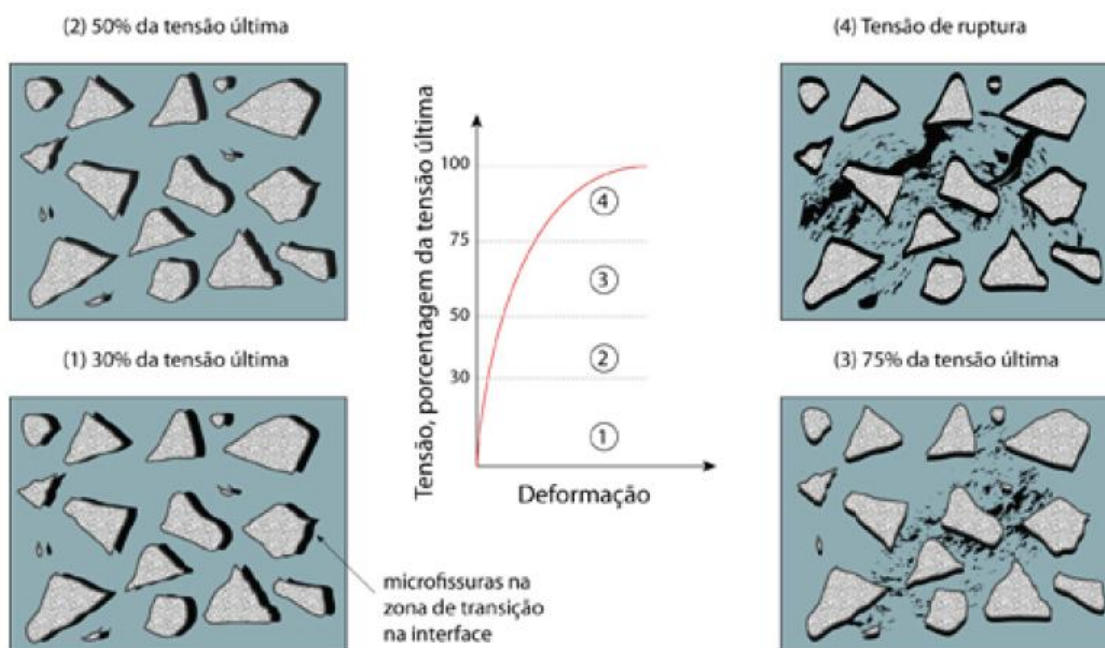
Mesmo antes de receber carga o concreto já apresenta microfissuras que são intensificadas durante a sollicitação, culminando na ruptura do material. As deformações na zona de transição entre o agregado gráúdo e a matriz advêm das diferenças de módulo de elasticidade entre eles implicando fissuras na zona de transição. A quantidade e a abertura dessas fissuras dependerão da cura do concreto e da exsudação (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A evolução das fissuras implica redução da área efetiva, responsável por resistir às cargas aplicadas, como consequência a tensão localizada passa a ser maior do que a tensão nominal, desta forma a deformação aumenta a uma razão maior do que a tensão nominal

aplicada, a curva tensão-deformação continua a se encurvar, configurando um comportamento pseudo-plástico. O pico da curva tensão-deformação é atingido quando se aumenta a tensão aplicada para mais de 70% da resistência final, pois neste momento começa a ruptura da argamassa, as fissuras tendem a se propagar diminuindo a quantidade de caminhos para suportar o carregamento (NEVILLE, 1997).

Mehta e Monteiro (2008) descrevem o comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão, no que tange a microfissuração do concreto dividindo o nível de tensão em quatro estágios distintos (Figura 5).

Figura 5 - Representação do comportamento tensão-deformação do concreto sob compressão uniaxial



Fonte: Mehta; Monteiro, (2008)

Até cerca de 30 % da carga última, as fissuras na zona de transição permanecem estáveis e consequentemente a curva  $\sigma$ - $\epsilon$  permanece linear. Acima de 30% de carga última, com o aumento da tensão as microfissuras da zona de transição na interface começam a aumentar em comprimento, abertura e quantidade. A relação  $\epsilon/\sigma$  aumenta e a curva começa a desviar da reta. Entre 50 e 60% da tensão última, novas fissuras começam a se formar. Acima de 75% da carga última o sistema de fissuras na zona de transição se torna instável e há um

aumento da proliferação e propagação das fissuras na matriz provocando uma inclinação ainda maior na curva  $\sigma$ - $\epsilon$ . No estágio final, com a liberação da energia de deformação ocorre o crescimento das fissuras que se propagam culminando no rompimento do material (MEHTA, MONTEIRO, 2008).

Para materiais homogêneos o módulo de elasticidade é uma medida das forças de ligação interatômicas e não sofre influência de alterações microestruturais. Já em materiais multifásicos heterogêneos como o concreto, a estimativa do módulo de elasticidade é mais complexa, pois envolve diversos fatores que o influenciam tais como natureza, fração volumétrica e características dos constituintes e que serão vistos adiante.

O conhecimento do valor do módulo de elasticidade do material é fundamental, pois este influencia a rigidez da estrutura. Para Beer e Johnson (1996), a importância do módulo de elasticidade torna-se evidente na análise das deformações do concreto, já que são esperadas pequenas deformações nas estruturas projetadas, limitadas à faixa de deformação elástica, pois o concreto não é um material elástico.

Guimarães *et al.* (2002) ressalta que mesmo em estruturas cuidadosamente dimensionadas, produzidas com concretos bem dosados e executados, ao serem executados elementos fletidos de grandes dimensões, podem surgir problemas relacionados às deformações exageradas culminando em riscos à estabilidade das peças, que podem se manifestar pelo aspecto visual desagradável ou mesmo infligindo riscos aos usuários.

## 2.3 TIPOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

O módulo de elasticidade estático de um material sob carga uniaxial é dado pela declividade da curva  $\sigma$ - $\epsilon$ . Como o comportamento do concreto não é linear, existem três tipos de módulo de elasticidade.

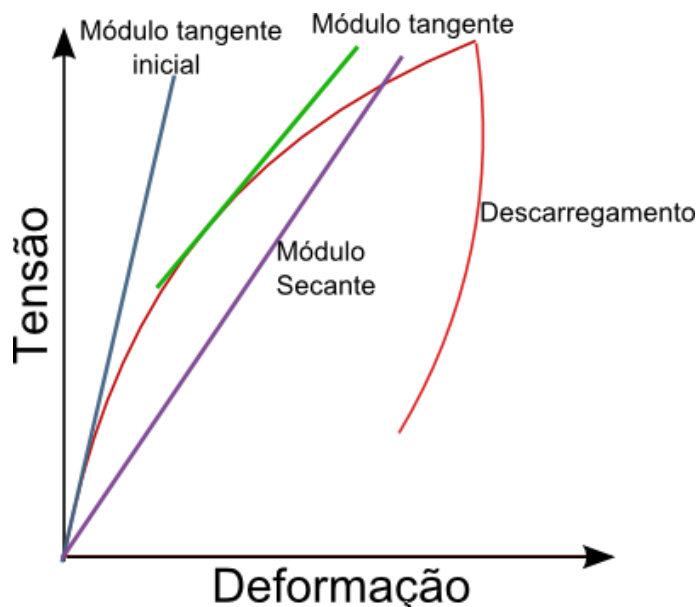
O módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ ) é adotado para relacionar tensões e deformações de tração. É utilizado quando se necessita caracterizar a deformabilidade do concreto submetido a baixas tensões. Já o módulo de elasticidade secante (a  $0,4f_{ck}$  ou  $0,45f_{ck}$ , ou qualquer outra tensão) é utilizado nas análises elásticas de projeto,

principalmente para a determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço (HELENE; ANDRADE, 2010; ARAÚJO, 2011).

Segundo a norma ABNT NBR 6118: 2007 para a avaliação do comportamento de uma peça ou seção transversal, é permitido adotar um módulo único, à tração e compressão, igual ao módulo secante,  $E_{cs}$ . Já para o cálculo das perdas de protensão e na avaliação do comportamento global da estrutura é recomendada a utilização em projeto do módulo tangente inicial,  $E_{ci}$ , por três razões principais: é adequado avaliar a rigidez a partir da resistência à compressão média ( $f_{cm}$ ) para toda a estrutura; ocorrência de regiões da estrutura onde as tensões são baixas, menores que  $0,3f_{ck}$ ; nas análises realizadas, geralmente parte das ações é dinâmica de curta duração (vento, por exemplo), em que a resposta do concreto é mais rígida, condizente ao  $E_{ci}$ .

A Figura 6 apresenta um esquema da relação entre tensão e deformação de um corpo de prova carregado e descarregado por compressão ou tração até uma tensão bem menor da resistência final.

Figura 6 - Relação entre tensão e deformação de um corpo de prova carregado e descarregado



Fonte: Adaptado de Neville, (1997)

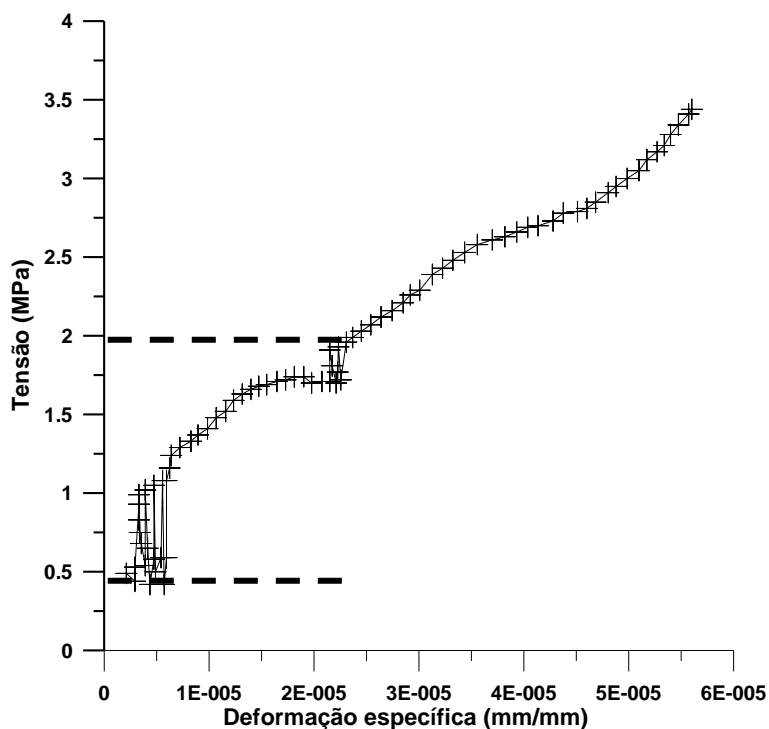
Convenciona-se uma tensão mínima ou deformação específica mínima a ser adotada para o início do traçado da curva tensão-deformação, com o intuito de desprezar a influência da perturbação inicial no início do processo (Figura 7), resultado de imperfeições dos corpos



de prova, instabilidade das máquinas de ensaio e da acomodação do corpo de prova no início do carregamento (DEMARCHI, 2011).

Diógenes *et al.* (2011) explicam que o comportamento não-linear apresentado na curva tensão-deformação do concreto dificulta a determinação exata de um único valor do módulo de elasticidade estático, por conseguinte, a utilização de métodos experimentais dinâmicos não-destrutivos, que aplicam carregamentos dinâmicos e não interferem na amostra conduzem a resultados mais confiáveis e precisos, visto que como se tratam de ensaios não destrutivos tem-se maior reprodutibilidade implicando melhor qualidade dos resultados.

Figura 7 – Perturbação inicial no gráfico  $\sigma - \epsilon$



Fonte: Pereira Neto, (1994, *apud* DeMarchi, 2011)

Tem-se que a expressão do módulo de elasticidade pode ser aplicada somente à parte linear da curva tensão-deformação, inexistindo tal condição deve-se traçar uma tangente à curva na origem; definido como módulo de elasticidade inicial, entretanto com limitações práticas.

Vasconcelos e Giammusso (2009) complementam: quando o concreto é submetido a alguma solicitação, os poros cheios de ar ou água se comprimem (ou distendem) e forçam o fluxo desses fluidos, o que demanda algum tempo. As condições para o escoamento destes fluidos sofrem influência direta da velocidade de carregamento o que reflete na possível diversidade dos resultados.

Segundo ABNT NBR 8522:2008, o módulo de deformação estático para um material sob compressão axial simples é determinado a partir da declividade da curva tensão-deformação em corpos de prova cilíndricos sob carregamento uniaxial. O corpo de prova é submetido a cargas crescentes e a cada incremento de carga mede-se a deformação correspondente. Os tipos de módulo de deformação estático estão atrelados aos diferentes planos de carga e são escolhidos de acordo com a finalidade do ensaio. Resumidamente, os planos de carga podem ser:

- Módulo de deformação tangente inicial ou módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ): é dado pela declividade de uma reta traçada passando pela origem do diagrama tensão-deformação. Equivalente ao módulo de deformação secante entre  $\sigma_a=0,5$  MPa e  $30\% f_c$ , como consequência da linearidade do trecho inicial do diagrama. Este foi o procedimento adotado nesta pesquisa.
- Módulo de elasticidade tangente em um ponto genérico: dado pela declividade de uma reta tangente à curva tensão-deformação em qualquer ponto da mesma. Segundo Araújo (2011) este cálculo é utilizado para simular o comportamento de uma estrutura previamente submetida a carregamentos e descarregamentos. É viável para simular uma estrutura cuja carga acidental é grande em relação à carga permanente, daí a aplicação de carregamentos e descarregamentos prévios.
- Módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ): corresponde ao coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação, passando pelos pontos correspondentes a tensão de  $0,5$  MPa e  $45\%$  da tensão de ruptura, por exemplo. Araújo (2011) explica que nesse caso simula a estrutura durante seu primeiro carregamento. O carregamento do corpo de prova é interessante quando é necessário simular o carregamento de uma estrutura cuja carga permanente é predominante. Segundo a

norma ABNT NBR 6118:2007 o valor do módulo de deformação secante corresponde a 85% do valor do módulo de elasticidade.

## 2.4 FATORES QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO

Segundo Pacheco (2006), o entendimento do módulo de elasticidade é complexo e envolve vários fatores que podem ser divididos em quatro grandes grupos esquematizados na Figura 8:

- Matriz da pasta de cimento
- Zona de transição
- Agregado
- Parâmetros de teste

Figura 8- Fatores que afetam o módulo de deformação do concreto



Fonte: Adaptado de Mehta; Monteiro (2008), Abece, (2007)

### 2.4.1 Matriz da pasta de cimento

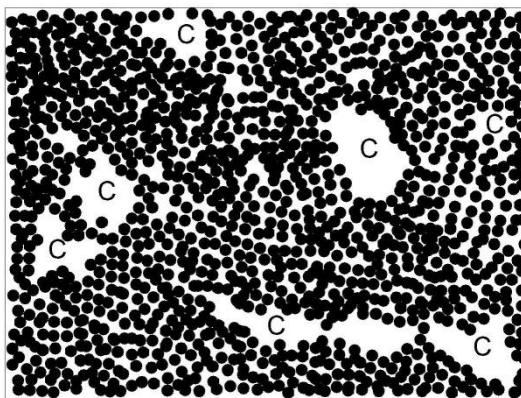
A matriz da pasta de cimento tem a função de envolver os grãos de areia e agregado graúdo. Os principais compostos hidratados do cimento que a compõe são: os silicatos de

cálcio hidratado C-S-H com aparência fibrosa, o hidróxido de cálcio  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  que se cristalizam em placas hexagonais sobrepostas e a etringita (sulfoaluminato de cálcio) que se cristalizam no início da hidratação e formam “agulhas”.

As propriedades de um material à base de cimento dependem da porosidade, resultado da densidade de empacotamento das partículas e do grau de hidratação do cimento. Para diminuir a porosidade devem-se considerar estes dois fatores, pois nas idades iniciais, o efeito do empacotamento sobre a porosidade se sobrepõe ao grau de hidratação, com o avanço da idade os efeitos de ambos na porosidade é igual (CASTRO *et al.* 2011).

O processo de hidratação é essencial para redistribuir e reduzir os poros ativos dependentes da relação a/c da mistura, visto que para uma relação água/cimento de 0,5 estima-se que a porosidade fique entre 25 e 30% em volume (MORANVILLE, 1992 *apud* KAEFER, 2000). Existem vários tipos de vazios na pasta de cimento (Figura 9) classificados como: poros de gel, presentes no espaço interlamelar do C-S-H, com tamanho entre 5 e 10 nm, e portanto não influenciam a resistência e a permeabilidade da pasta de cimento; os poros capilares, cujo tamanho varia de 0,01 a 10  $\mu\text{m}$ , constituem o espaço não ocupado pelos componentes sólidos da pasta. O volume e o tamanho destes poros dependem da relação água/cimento e do grau de hidratação do cimento, sua influência nas propriedades mecânicas do concreto depende também da continuidade dos poros, se são interligados ou não; e os poros de ar aprisionado, cujo tamanho varia de 50 a 200  $\mu\text{m}$  e influenciam de maneira significativa a resistência do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Figura 9 - Modelo simplificado da estrutura da pasta. Os pontos cheios representam partículas de gel; os espaços intersticiais são os poros de gel; os espaços marcados com C são os poros capilares.



Fonte: Adaptado de Neville, (1997)

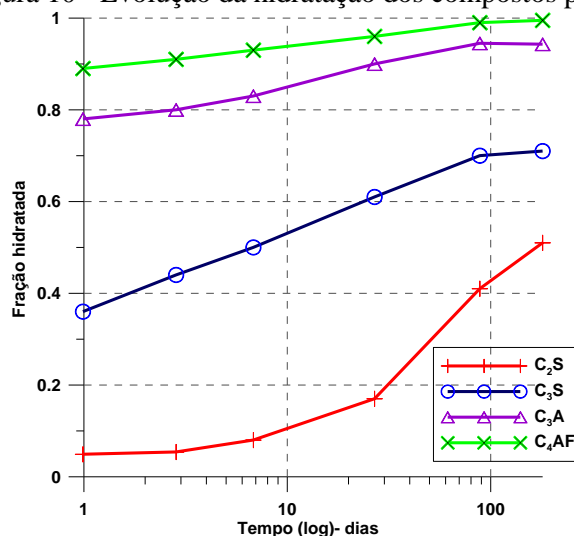
O cimento Portland é composto pelos silicatos de cálcio ( $\text{C}_3\text{S}$  silicato tricálcico e  $\text{C}_2\text{S}$

silicato dicálcico) e os aluminatos de cálcio ( $C_3A$  aluminato tricálcico e  $C_4AF$  ferroaluminato tetracálcico). A escolha da proporção destes componentes básicos depende da finalidade do cimento, resistência a ataques químicos ou evolução da resistência à compressão, por exemplo. Segundo Pacheco (2006) se na composição do cimento a proporção de  $C_3S$  e  $C_3A$  for alta a resistência à compressão e o módulo de elasticidade aos 7, 14 e 28 dias serão altos; contudo se a proporção de  $C_2S$  for alta a resistência e o módulo de elasticidade inicial serão baixos, entretanto a resistência final será alta, como pode ser comprovado na Figura 10.

A hidratação dos aluminatos é responsável pelo enrijecimento da pasta e a evolução da resistência é realizada pelos silicatos. A hidratação dos silicatos ( $C_3S$  e  $C_2S$ ) origina silicatos de cálcio hidratado cuja composição química não é bem definida (C-S-H), são os principais responsáveis pela resistência da pasta endurecida e ocupam de 50 a 60%, e hidróxido de cálcio. Tais compostos preenchem o espaço ocupado pela água e pelas partículas do cimento dissolução (KAEFER, 2000).

O grau de hidratação da pasta depende da idade do concreto e da composição química do cimento, pois “à medida que o cimento é hidratado, os espaços ocupados por um gel formado por cimento e água, vão sendo substituídos por pasta hidratada, um material sólido” (GIAMMUSSO, 1992, p.24).

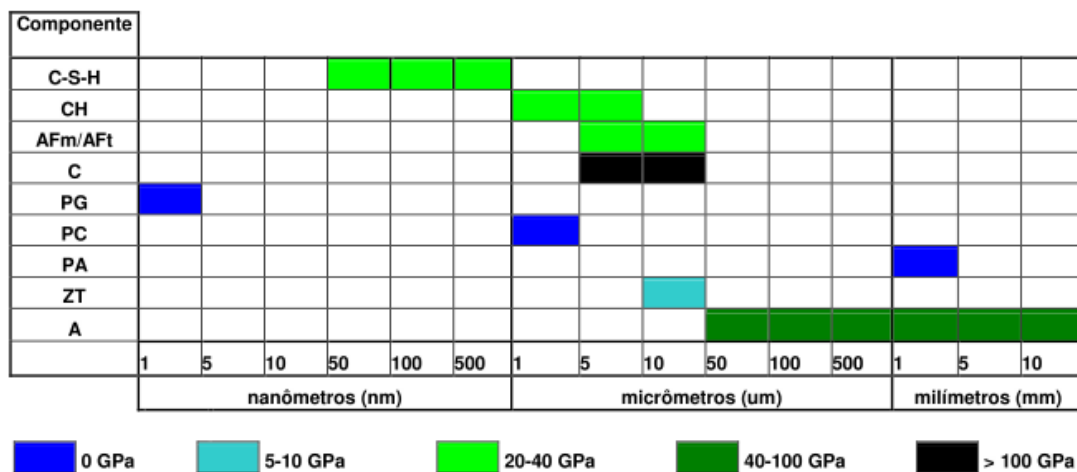
Figura 10 - Evolução da hidratação dos compostos puros



Fonte: Adaptado de Neville (1997)

Montija (2007) resume na Figura 11 os valores do módulo de elasticidade esperados para os compostos derivados da hidratação do cimento (C-S-H silicato de cálcio hidratado, CH hidróxido de cálcio, AFm/AFt- sulfoaluminatos de cálcio), grãos de cimento anidro (C) poros de gel, capilares e de ar (PG, PC, PA ), zona de transição (ZT) e agregado (A).

Figura 11 – Valores do módulo de elasticidade dos compostos do concreto



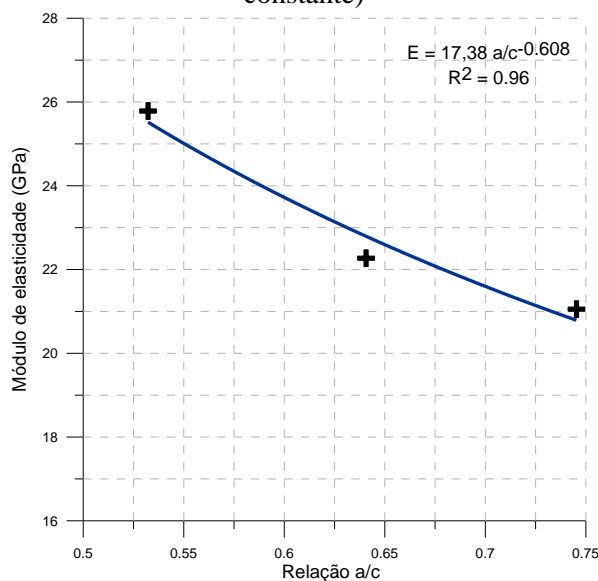
Fonte: Montija (2007)

Além da porosidade da pasta de cimento, o teor de ar, adições minerais e grau de hidratação do cimento são fatores determinantes no módulo de elasticidade desta fase.

O teor de ar presente no concreto surte efeito negativo sobre a resistência à compressão e no módulo de elasticidade, pois os vazios de ar aprisionado ou ar incorporado são muito maiores do que os vazios capilares. Entretanto, é inevitável que uma pequena quantidade de ar fique aprisionada na pasta de cimento durante a mistura, ou o ar seja propositalmente inserido através de aditivos incorporadores de ar, visando melhorias na trabalhabilidade no concreto fresco ou diminuição dos efeitos do congelamento no concreto endurecido, por exemplo (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Melo Neto e Helene (2002) estudaram a influência da relação a/c e do consumo de cimento no módulo de elasticidade do concreto. Eles comprovaram que a porosidade da matriz influenciada pela relação água/cimento afeta a resistência individual da pasta de cimento causando variações no módulo de elasticidade. A Figura 12 representa a influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade do concreto.

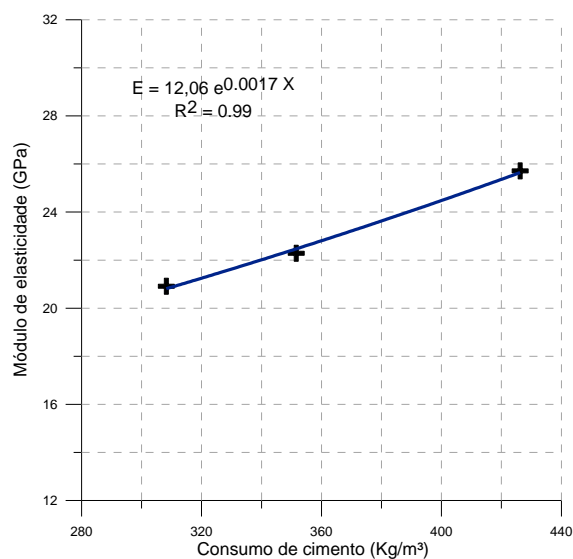
Figura 12 - Influência da relação água-cimento sobre o módulo de elasticidade (abatimento constante)



Fonte: Adaptado de Melo Neto; Helene (2002)

O consumo de cimento afeta o módulo de elasticidade de duas maneiras distintas apresentadas nas Figura 13 e Figura 14: se mantiver o abatimento constante e aumentar o consumo de cimento, ocorre aumento do módulo de elasticidade em razão da diminuição da relação água-cimento e aumento do módulo da pasta de cimento (MELO NETO; HELENE, 2002).

Figura 13 - Influência do consumo de cimento no módulo de elasticidade (abatimento= cte)

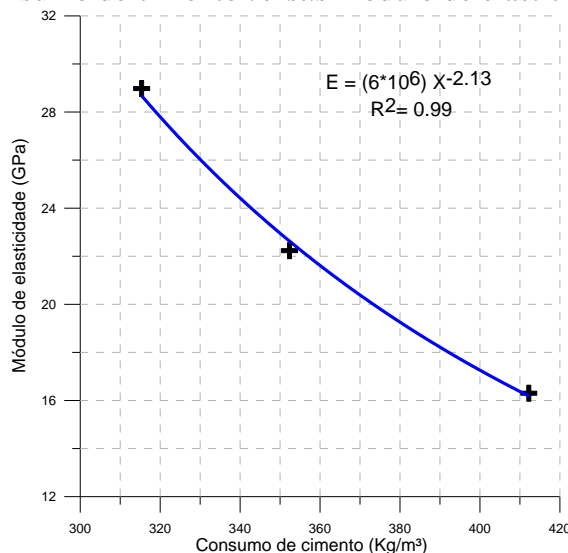


Fonte: Adaptado de Melo Neto; Helene (2002)

Esta situação se inverte no caso da relação água-cimento constante, observa-se uma

diminuição do módulo de elasticidade com o aumento do consumo de cimento; pode ser explicado pela redução do teor de agregado que, nesses concretos, tem módulo de elasticidade maior do que o da pasta de cimento (MELO NETO, HELENE, 2002).

Figura 14 - Consumo de cimento *versus* módulo de elasticidade (a/c= cte)



Fonte: Adaptado de Melo Neto; Helene (2002)

Simão *et al.* (2009) estudaram a influência dos tipos de cimento (CPII-F-32, CPIV-32 e CPIII-40) nas propriedades mecânicas do concreto produzido com tais cimentos com ênfase para o módulo de elasticidade. Ao comparar os concretos produzidos com tais cimentos, concluíram que o módulo de elasticidade das amostras do grupo produzido com cimento CPIV-32 tiveram uma redução de aproximadamente 10% em relação à média das outras duas amostras aos 28 dias. As amostras com cimento CPIII-40 e CPII-F-32 apresentaram os mesmos níveis de resistência à deformação. Daí confirma-se a importância da composição do cimento utilizado na produção do concreto para as propriedades mecânicas do mesmo.

Há casos em que se recorre às adições minerais tais como a escória de alto forno, pozolanas e calcário, visando melhorias ou acréscimo de certas propriedades ao cimento e ao concreto. Segundo definição de Mehta e Monteiro (2008), as adições minerais são materiais insolúveis e finamente moídos, originários de fontes naturais ou industriais responsáveis por mudanças no comportamento reológico do concreto fresco e também no estado endurecido, contudo seu efeito químico demanda tempo para que seja manifestado, visto que as reações químicas são lentas.



A escória de alto forno é “obtida pela redução de minérios, constituídos por silicatos com composição semelhante à dos silicatos do cimento que, embora inertes, na presença de cal liberada pela hidratação do clínquer, se hidratam, comportando-se como cimentantes” (GIAMMUSSO, 1992, p.38). Já as pozolanas são definidas como “materiais constituídos na sua maior parte por sílica não cristalizada que reagem com a cal liberada na hidratação do clínquer, tornando a pasta muito compacta, com melhores características de resistência a certos agentes agressivos” GIAMMUSSO (1992, p. 38).

Giammusso (1992) afirma que o calcário quando adicionado ao cimento em teores no máximo iguais a 10 % resulta em melhores características do concreto fresco e resistências maiores principalmente a primeiras idades, contribuindo como fíler na mistura.

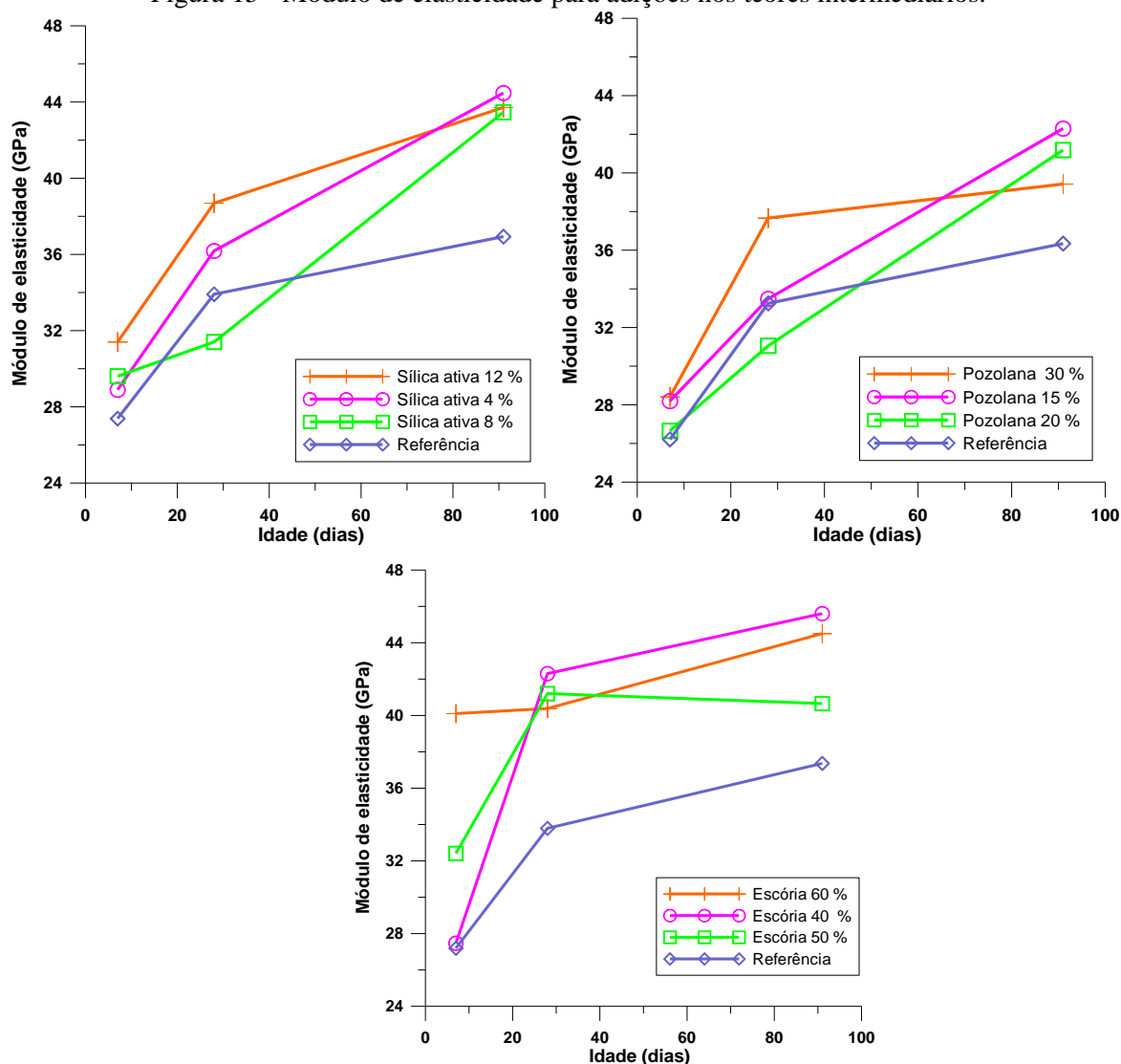
A pesquisa realizada por Liduário *et al.*(2001) abrange todos os casos discutidos anteriormente, pois estudaram a influência de adições minerais e pozolânicas nas propriedades do concreto utilizando como agregado o quartzo micaxisto. Os resultados mostrados na Figura 15 mostram que os concretos com adição de sílica ativa apresentaram um aumento de até 20% aos 90 dias quando comparados ao concreto de referência.

Quando introduzidas no concreto fresco, as adições minerais do tipo pozolânica iniciam uma reação química (reação pozolânica) com o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) produzindo silicato de cálcio hidratado (C-S-H) adicional. Ao comparar um cimento Portland e cimento Portland pozolânico constatou-se características bastante peculiares a respeito da reação pozolânica: a reação é lenta, gerando pouca liberação de calor e o desenvolvimento da resistência é lento; a reação consome hidróxido de cálcio ao invés de produzi-lo, melhorando a durabilidade da pasta de cimento hidratada em ambientes ácidos; os produtos dessa reação são responsáveis pela melhoria da microestrutura do concreto, preenchendo espaços capilares, aumentando a resistência e a impermeabilidade do sistema.

O módulo de elasticidade de concretos produzidos com adições pozolânicas é equivalente ao concreto de referência nas idades iniciais alcançando um aumento de até 14 % nas idades posteriores. Percebe-se através da Figura 15, que os valores do módulo de elasticidade para todos os teores de escória foram maiores se comparados ao concreto de referência (LIDUÁRIO *et al.*, 2001).

Contudo, Dal Molin (2005) ressalta que as características superiores da zona de transição na presença de adições mineirais não causam uma melhora expressiva no módulo de elasticidade do concreto, no qual as características do agregado passam a limitar o seu desempenho. Segue que os aumentos nos níveis de resistência à compressão conseguidos a partir da introdução de adições minerais não são refletidos com a mesma intensidade nos valores do módulo de elasticidade, que aumenta de maneira menos significativa.

Figura 15 - Módulo de elasticidade para adições nos teores intermediários.

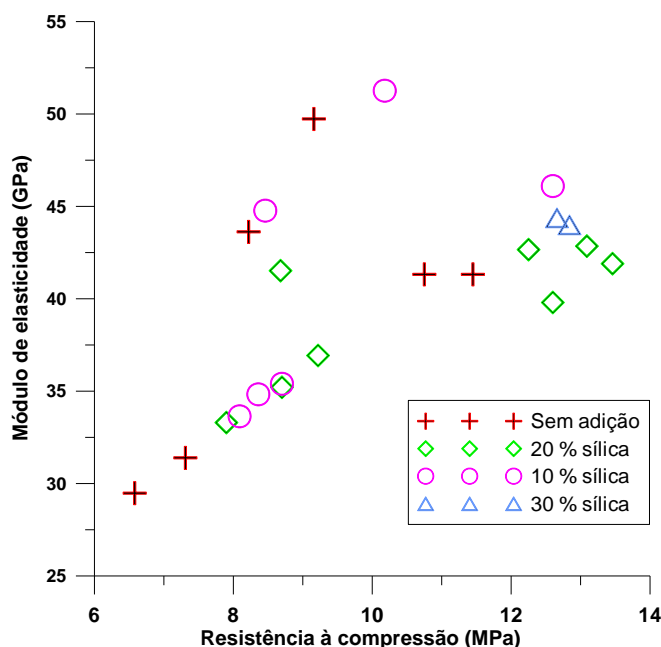


Fonte: Adaptado de Liduário *et al.* (2001)

Pesquisas realizadas por Alves, Isaia, 1995; Dal Molin, 1995; Sellevold, 1987 (*apud* DAL MOLIN, 2005) apontam que o módulo de elasticidade varia com a resistência à compressão independente do teor de sílica ativa incorporado. Todavia, o aumento

percentual da resistência à compressão acontece em uma taxa em média três vezes superior ao aumento percentual do módulo de elasticidade correspondente como pode ser visto na Figura 16.

Figura 16 - Relação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão



Fonte: Adaptado de Dal Molin (2005)

#### 2.4.2 Zona de transição

O concreto de cimento Portland com resistência normal é composto macroscopicamente por duas fases distintas: agregado e pasta de cimento hidratada. Ao avançar para o nível microscópico é possível identificar uma terceira fase composta pela pasta de cimento hidratada no “encontro” das partículas de agregado denominada zona de transição, isto é a interface entre a pasta de cimento hidratada e as partículas de agregado cuja espessura varia no intervalo de 10 a 50  $\mu\text{m}$  (PEREIRA NETO; DJANIKIAN, 1995). Kaefer (2000) explica que a zona de transição tem características diferentes do restante da pasta e que sua espessura e características dependem dos componentes da pasta e do agregado graúdo.

A maior porosidade e a heterogeneidade são características marcantes da zona de transição se comparado à pasta de cimento hidratada. A porosidade é decorrente do aumento da relação água/cimento na interface entre a pasta e o agregado graúdo, formando um filme de

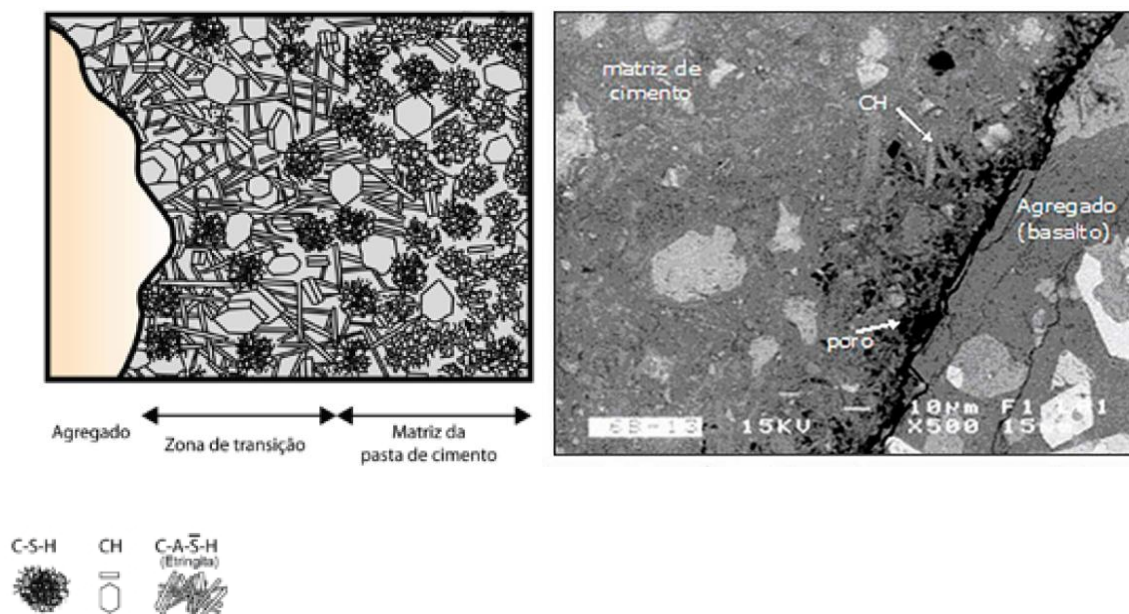
---

água ao redor do agregado graúdo principalmente nas idades iniciais. O tamanho e a concentração dos compostos cristalinos, como a etringita e o hidróxido de cálcio são maiores na zona de transição devido a presença de maiores vazios. Os cristais de hidróxido de cálcio têm seu eixo orientado perpendicularmente ao agregado, gerando planos preferenciais de ruptura. A aderência entre a pasta de cimento e o agregado graúdo também é prejudicada pela superfície específica menor dos grandes cristais, diminuindo a força de adesão (KAEFER, 2000; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A heterogeneidade inerente à pasta, decorrente da concentração de cristais de hidróxido de cálcio favorece a microfissuração, mesmo antes da aplicação de cargas externas como resultado de retração térmica ou da retração por secagem. Quando a heterogeneidade se torna um fator limitante da resistência, recorre-se a alterações na microestrutura, visando reduzir ou eliminar os causadores de tal heterogeneidade, como é o caso da utilização das adições minerais do tipo pozolânica, que consomem o hidróxido de cálcio e produzem compostos mais resistentes, além de refinar os poros (AGOSTINI; LONGATI, 2006).

Segundo Mehta e Monteiro (1994, p.40), “a zona de transição na interface geralmente é o elo mais fraco da corrente, é considerada como a fase limitante da resistência no concreto.” Percebe-se que é na zona de transição que ocorre a ruptura do concreto com nível de tensão menor do que nos agregados e pasta de cimento (Figura 17).

Figura 17 - (a) Representação da zona de transição do concreto; (b) Micrografia eletrônica de varedura da zona de transição pasta-agregado do concreto com basalto



Fonte: Mehta; Monteiro, (2008); Rossignolo, (2009)

Os autores ressaltam também que não são precisos níveis altos de tensão para que as fissuras na zona de transição da interface aumentem, cerca de 50 % da resistência última. A partir de tensões correspondentes a 50 % da carga última iniciam-se as fissuras na matriz, estas por sua vez se espalham unindo-se as já existentes na zona de transição, quando se tornam contínuas o material se rompe. Porém, é necessária uma quantidade significativa de energia para que haja a formação e propagação das fissuras na matriz sob ação de cargas de compressão.

Por conseguinte, a microestrutura da zona de transição exerce grande influência na rigidez ou módulo de elasticidade do concreto. Esta propriedade é afetada pela presença das “zonas fragilizadas”, onde ocorrem os vazios e as microfissuras na zona de transição, impedindo a transmissão de tensão. Mehta e Monteiro (2008) afirmam que a alta rigidez dos agregados e da matriz da pasta de cimento não é suficiente para extinguir as chamadas “zonas fragilizadas”, já que esta constitui a ligação entre o agregado e a matriz de cimento.

Monteiro (1985 *apud* Kaefer, 2000) explica os caminhos das microfissuras em diferentes idades para agregados reativos ou não. Quando o concreto é carregado nas primeiras idades, as microfissuras tendem a se propagar na zona de transição devido à porosidade. Com o avanço da hidratação da pasta de cimento a zona de transição é preenchida com os

produtos de hidratação e as fissuras se propagam pelo filme de hidróxido de cálcio. Os agregados de origem carbonática apresentam maior aderência com a pasta de cimento devido a processos químicos que ocorrem entre os componentes da pasta e do agregado, daí ocorre o fortalecimento da zona de transição e as fissuras passam a ser propagar pelo agregado.

Além de microfissuras, a zona de transição é composta também por vazios capilares e cristais orientados de hidróxido de cálcio. Algumas pesquisas foram realizadas, comparando o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do concreto. Os resultados mostraram que com idades mais avançadas, o módulo de elasticidade aumenta com uma taxa mais alta do que a resistência à compressão. Este aumento pode ser justificado considerando “a melhoria da densidade da zona de transição na interface, resultante da lenta interação química entre a pasta de cimento e o agregado” (MEHTA; MONTEIRO, 1994, p.45).

Ping, Beaudoin e Brousseau (1991) estudaram o efeito do tamanho do agregado nas propriedades da zona de transição utilizando dois tipos de agregados: quartzo e calcário. Eles constataram a presença de uma zona de transição mais densa para partículas de calcário menores devido à possibilidade de interação química entre as partículas de calcário e a pasta de cimento Portland. A espessura da zona de transição entre as partículas de quartzo e calcário e pasta de cimento diminui com a diminuição do tamanho das partículas.

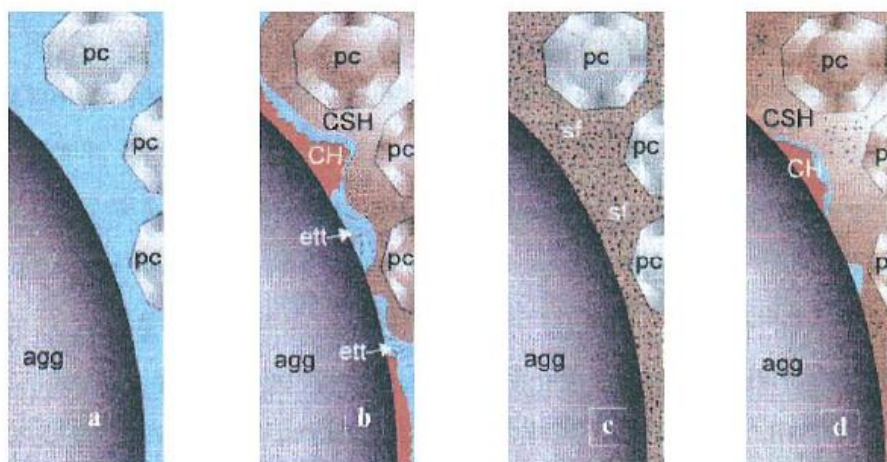
Em relação à densidade da zona de transição, para o agregado quartzo a zona de transição é menos densa do que a pasta independentemente do tamanho da partícula. Contudo, existe um “tamanho crítico” da partícula de calcário, em que a zona de transição torna-se mais densa do que a pasta. Este efeito ocorre provavelmente devido a interação química entre o calcário e a pasta de cimento. Tal interação é significativa somente para agregados muito pequenos (PING, BEAUDOIN, BROUSSEAU, 1991).

Goldman e Bentur (1989 *apud* Pereira Neto e Djanikian, 1995) estudaram os efeitos da adição de microssílica na zona de transição do concreto e constataram que ela se torna menos porosa e não muito cristalizada como ocorre em concretos convencionais. O silicato de cálcio hidratado tem contato direto com o agregado. A heterogeneidade da zona de

transição é drasticamente eliminada, pois praticamente são extintas as quantidades de hidróxido de cálcio, de etringita e poros, assim a estrutura é formada por silicatos de cálcio hidratados. À medida que ocorrem estas mudanças na microestrutura da zona de transição a pasta de cimento hidratada se torna mais densa e homogênea.

Um esquema comparando as zonas de transição dos concretos normais e com adição de microsilica é proposto por Goldman e Bentur (1989 *apud* Pereira Neto e Djanikian, 1995): em (a) o concreto fresco sem adição de microsilica, os espaços são preenchidos com água ao redor dos agregados (exsudação interna) e o empacotamento dos grãos de cimento é ineficiente, em (b) tem-se o mesmo concreto apresentado em (a) porém no estado endurecido, com presença de hidróxido de cálcio, silicato de cálcio hidratado e poros. Em (c) é mostrado o concreto com microsilica; as partículas de microsilica preenchem os espaços ao redor dos agregados, ao invés de serem preenchidos por água. Em (d) tem-se o concreto (c) no estado endurecido com menor porosidade (Figura 18).

Figura 18 - Descrição esquemática da formação da zona de transição em concretos com e sem microsilica



Fonte: Almeida (1996 *apud* Mendes, 2002)

### 2.4.3 Agregado

Agregado é definido como “material granular, sem forma ou volume definidos, de dimensões e propriedades adequadas às obras de engenharia, em particular ao fabrico de concretos e argamassas de cimento Portland” (SBRIGHI NETO, 2005, p.328).

Sbrighi Neto (2005) afirma que a crença de que a função do agregado era apenas de enchimento, mesmo ocupando de 70 % a 80 % do volume em concretos convencionais, perdurou no fim do século XIX e no início do século XX. Essa concepção foi alterada com o aumento do uso do concreto e sua vasta aplicação evidenciando a importância técnica, econômica e social dos agregados. A influência dos agregados nas propriedades físicas e mecânicas do concreto foi estudada a partir da década de 50 quando surgiram diversos problemas técnicos e econômicos advindos da seleção imprópria de agregados, desconsiderando o ambiente e o uso da estrutura de concreto.

O desenvolvimento tecnológico dos agregados está atrelado ao desenvolvimento do concreto. No primeiro momento bastava que os agregados tivessem resistência mecânica aceitável, pois além da função mecânica e de enchimento, possibilitava a redução nos custos. A partir de acontecimentos catastróficos provocados pela reação álcali-agregado, que culminaram na condenação de várias obras, o agregado foi citado como um fator da durabilidade do concreto. Todavia, com o intuito de produzir concretos cada vez mais trabalháveis e bombeáveis tem-se aumentado o teor de argamassa e consequente redução do teor de agregados reacendendo a discussão da importância da proporção de agregado e de suas propriedades no módulo de elasticidade do concreto, visto que essa atitude, desvinculada de uma minuciosa avaliação do agregado gráudo, pode acarretar concretos mais deformáveis (SBRIGHI NETO, 2005).

Segundo Farias e Palmeira (2007) sendo os materiais pétreos, isolados ou estabilizados os mais utilizados na construção civil faz-se necessário determinar as principais propriedades, classificá-los e definir um limite de aceitabilidade visando fornecer informações para um bom desempenho da obra. Contudo, os autores ressaltam que não se trata de uma tarefa simples devido a gama de classificações dependentes das aplicações específicas. Eles explicam: uma propriedade específica pode ser de suma importância para a utilização de um agregado em concreto de cimento Portland, entretanto pode não ser importante para a aplicação em uma base rodoviária como a resistência, por exemplo, mesmo sendo exigida nas duas aplicações, o limite de aceitabilidade é diferente.

Sabe-se que os agregados apresentam a mineralogia e muitas propriedades físicas e químicas idênticas às da rocha de origem. Essas propriedades sofrem influência desde a



---

formação da rocha e alterações provocadas por sua exposição ao ambiente (FARIAS; PALMEIRA, 2007).

Segundo Alhadas (2009), o módulo de elasticidade do agregado e a proporção volumétrica na produção do concreto determinam o valor do módulo de elasticidade do concreto. Dentre as características do agregado, uma boa distribuição granulométrica é essencial para reduzir os espaços resultando em uma zona de transição mais compacta, com menor espessura, além disso a porosidade do agregado também merece destaque pois sabe-se que quanto maior a densidade do agregado, maior o módulo de elasticidade, daí a utilização de agregados densos produz concretos com módulo de elasticidade maior.

Entretanto, a influência do agregado no valor do módulo de elasticidade do concreto ocorre com o tempo, pois em idades iniciais a pasta de cimento hidratada é responsável pelo valor do módulo. Somente em idades avançadas, com o ganho de resistência da pasta de cimento os esforços passam a ser transferidos para os agregados (ALHADAS, 2009).

Segundo Mehta e Monteiro (2008) é importante conhecer as características dos agregados tais como: massa específica, composição granulométrica e teor de umidade para determinar a dosagem do concreto, ou seja, obter as proporções corretas de cimento, agregados, água, adições e aditivos para as especificações do concreto. Entretanto, ressaltam que as propriedades do agregado afetam também o desempenho do concreto no estado fresco e endurecido.

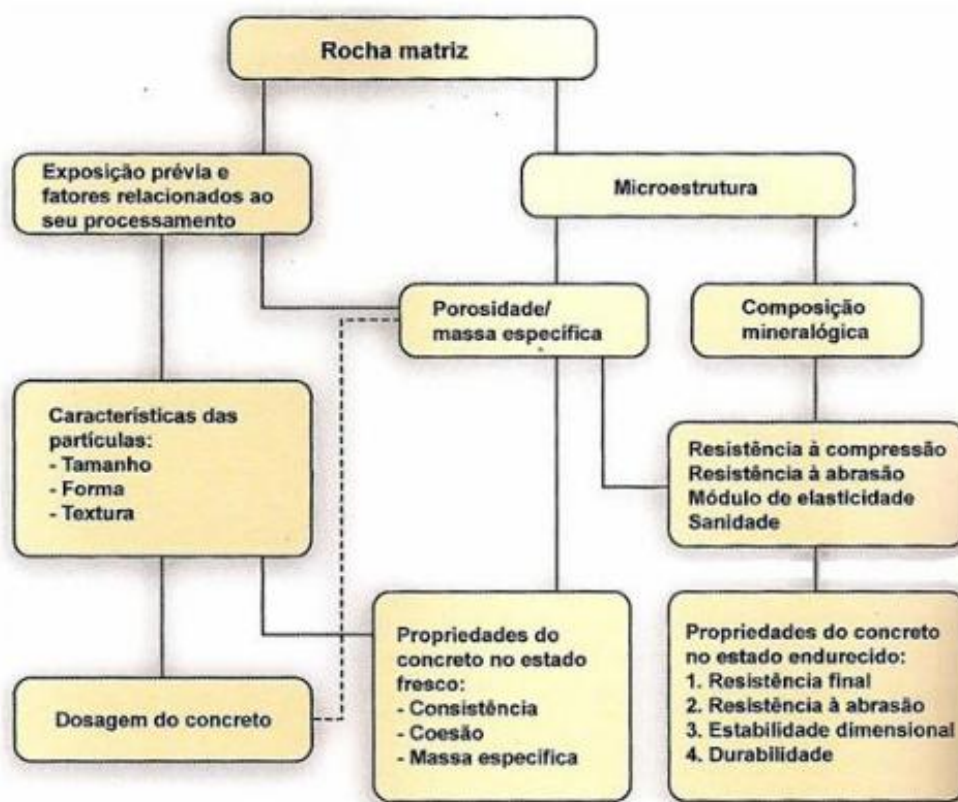
No estado fresco, o concreto sofre a influência da porosidade ou massa específica, composição granulométrica, forma e textura superficial. A composição mineralógica do agregado, além da porosidade, também exerce grande controle sobre a resistência, dureza, módulo de elasticidade e sanidade do agregado, influenciando diversas propriedades do concreto endurecido (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Mehta e Monteiro (2008) apresentam um diagrama (Figura 19) ilustrando a inter-relações entre as propriedades do concreto e as características dos agregados. A microestrutura da rocha matriz, condições prévias de exposição e fatores relacionados ao processo de fabricação do agregado são apontados como as características do agregado mais expressivas em relação às propriedades do concreto.

Mehta e Monteiro (2008) sugerem a seguinte divisão para o estudo das propriedades do agregado com vistas nos fatores microestruturais e fatores relacionados ao processamento que serão discutidos nos subitens a seguir:

- Características dependentes da porosidade: massa específica, absorção de água, resistência, dureza, módulo de elasticidade e sanidade;
- Características dependentes das condições prévias de exposição e fatores relacionados ao processo de fabricação: tamanho, forma e textura das partículas;
- Características dependentes da composição química e mineralógica: resistência, dureza, módulo de elasticidade e substâncias deletérias presentes.

Figura 19 - Diagrama ilustrativo de como a microestrutura, condições prévias de exposição e fatores relacionados ao processo de fabricação do agregado determinam suas características e afetam as dosagens e propriedades do concreto tanto no estado fresco como endurecido.



Fonte: Mehta; Monteiro, (2008)

### **2.4.3.1 Características dependentes da porosidade**

Quando se trata de dosagem do concreto é preciso conhecer o espaço ocupado pelas partículas do agregado incluindo os poros existentes dentro de cada partícula. Desta forma, basta determinar a massa específica definida como a massa do material, incluindo os poros internos por unidade de volume (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Na dosagem do concreto, além da massa específica é necessário conhecer a massa unitária, definida como a massa de partículas do agregado que ocupam uma unidade de volume. Este fato é justificado porque não é possível empacotar as partículas do agregado juntas de maneira que não deixam espaços vazios entre elas. Mehta e Monteiro (2008) ainda justificam a utilização deste termo quando o volume é ocupado tanto pelos agregados quanto pelos vazios.

A massa específica aparente, mais utilizada e determinada, considera o volume do sólido incluindo os poros impermeáveis. Este cálculo é utilizado principalmente na dosagem do concreto, para determinar as quantidades de agregados necessários para a mistura.

A massa específica é inversamente proporcional à porosidade do agregado. A porosidade, a permeabilidade e a absorção dos agregados influenciam a aderência entre o agregado e a pasta de cimento hidratada e a resistência do concreto ao congelamento e sua estabilidade química. A permeabilidade depende da quantidade de poros, mas também do tamanho, volume e continuidade dos poros.

Segundo Mehta e Monteiro (2008) a resistência à compressão, a resistência à abrasão e o módulo de elasticidade do agregado são propriedades que dependem da porosidade do mesmo. Geralmente, os agregados de origem natural são densos e resistentes e desta forma raramente influenciarão nas propriedades como resistência e elasticidade.

Na Tabela 1 são apresentadas propriedades de diversos tipos de rocha e na Tabela 2 são apresentadas a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de basaltos extraídos de diferentes localidades. A partir desses resultados percebe-se que ocorrem diferenças expressivas em tais propriedades dependendo do local onde foram extraídos os agregados graúdos.

Tabela 1 - Algumas propriedades típicas de rochas

Tipo de rocha	Resistência à compressão (MPa)			Absorção (%)	Massa específica (kg/m³)	Módulo de deformação (GPa)
	Média	Máximo	Mínimo			
Granito	150	240	100	0,1 a 0,8	2600/2700	40/70
Basalto compacto	220	280	180	0,1 a 0,6	2750/2950	60/100
Gnaise	150	240	100	0,2 a 0,8	2550/2700	40/70
Calcário	120	200	90	0,2 a 4,5	2600/2800	30/50
Quartzito	260	400	130	0,1 a 0,8	2550/2700	50/100
Arenito	70	150	50	1,2 a 8,5	2200/2400	20/40

Fonte: Sbrighi Neto (2005)

Tabela 2 – Módulo de elasticidade de basaltos extraídos de diferentes localidades

Rocha	Origem	Resistência à compressão (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV (%)	Módulo de elasticidade (GPa)	Desvio padrão (GPa)	CV (%)
Basalto denso	Marimbondo	128	49,6	38,75	69,2	18,1	26,15
Basalto	Itumbiara	115,3	71,8	62,27	61,1	15,8	25,85
Basalto	Itaipu	164,6	58,2	35,36	70,8	9,2	13,00
Basalto	Boa Esperança	181,7	45,4	25,00	99,4	8,9	8,95

Fonte: Furnas (1997)

Umidade, segundo Farias e Palmeira (2007) é o teor de água presente em um material, ou seja, é a relação entre o percentual da massa contida em uma amostra e a massa da amostra totalmente seca. A absorção mede a quantidade de água que pode preencher os poros interconectados nos grãos do agregado. Assim, a absorção do agregado depende da porosidade dos grãos sólidos (FARIAS, PALMEIRA, 2007). Rochas de boa qualidade, usadas como agregado para produção do concreto, apresentam valores de absorção muito baixos (no máximo 1%). Já as rochas mais porosas ou expostas ao intemperismo chegam a apresentar valores de absorção próximos a 3% (SBRIGHI NETO, 2005).

O conhecimento da capacidade de absorção e umidade superficial é essencial para efetuar as correções das proporções de água e agregado na produção de concreto, pois “os minerais que compõem o agregado têm geralmente uma certa porosidade, isto é, alguns

vazios internos que podem provocar absorção de água pelo agregado” (MEHTA, MONTEIRO, 2008, GIAMMUSSO, 1992, p.32). A trabalhabilidade, principalmente a consistência, pode ser afetada por essa característica, dado que se o agregado for totalmente seco tenderá a absorver a água do concreto.

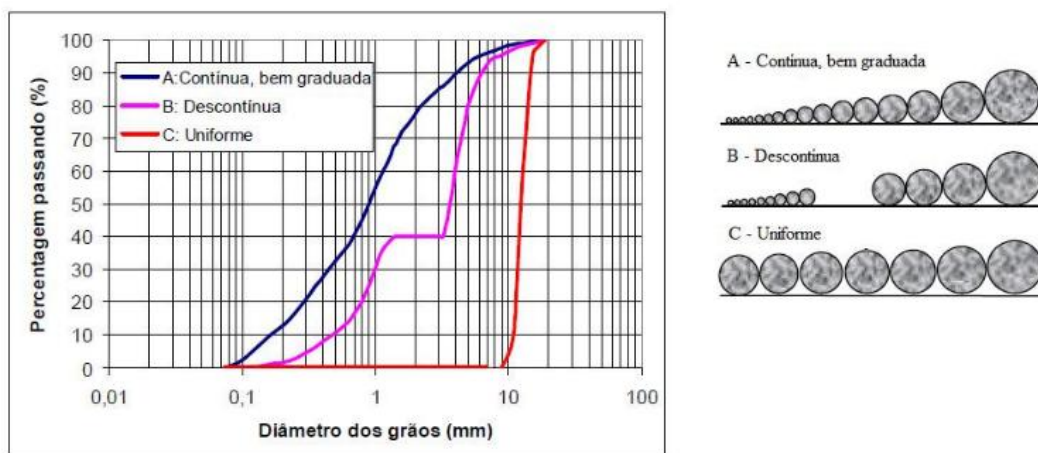
A análise granulométrica consiste no estudo da distribuição dos diversos tamanhos de grãos numa amostra de materiais granulares (FARIAS, PALMEIRA, 2007). O tamanho dos fragmentos da rocha pode ser medido através de ensaios de peneiramento e sedimentação. Normalmente, expressa-se as porcentagens individuais ou acumuladas retidas em cada uma das peneiras da série normal ou intermediária definidas pela norma ABNT NBR 7211:2004.

Para facilitar a visualização e interpretação dos resultados da análise granulométrica é indicado que estes sejam apresentados graficamente com auxílio de curvas granulométricas, nas quais as ordenadas representam as porcentagens acumuladas passantes e a abscissa mostra a abertura das peneiras ou o diâmetro dos grãos em escala logarítmica (FARIAS, PALMEIRA, 2007).

Segundo os autores, a forma da curva granulométrica pode ser: curva contínua, neste caso apresenta partículas de todos os diâmetros intermediários de um valor mínimo a um valor máximo. Pelo contrário, se faltar alguma fração intermediária, a curva é denominada descontinua e apresenta um patamar horizontal na fração ausente. Quando a maioria das partículas pertence a apenas uma fração granulométrica diz-se que a curva é uniforme. Na

Figura 20 tem-se a representação das curvas.

Figura 20 - Exemplos de curvas granulométricas



Fonte: Farias; Palmeira, (2007)

Algumas características da curva granulométrica que merecem destaque e são utilizadas como referência para avaliar a composição granulométrica: módulo de finura que corresponde à soma das porcentagens retidas acumuladas nas peneiras da série normal, dividida por 100. Este número representa o tamanho médio ponderado da peneira na qual o material é retido, ou seja, quanto mais grosso o agregado, maior o módulo de finura da curva. Já a dimensão máxima característica corresponde à abertura nominal, em milímetro, da malha da peneira da série normal ou intermediária, na qual o agregado possui uma porcentagem retida acumulada igual ou inferior a 5% em massa (SBRIGHI NETO, 2005).

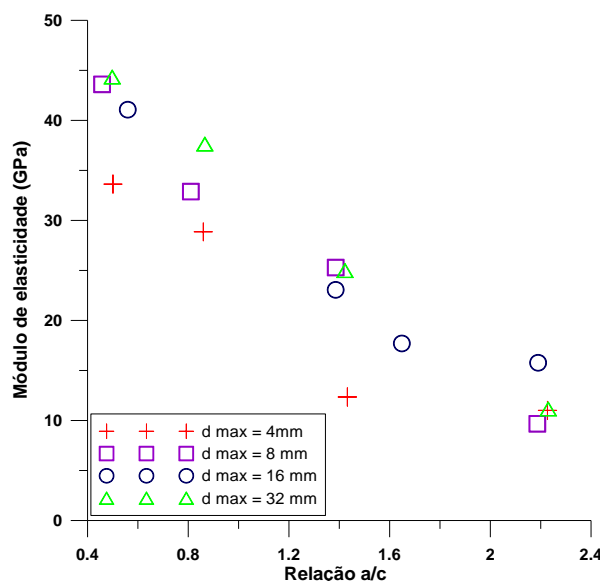
Segundo Mehta e Monteiro (2008) é importante determinar a dimensão máxima do agregado, pois esta tem influência direta na trabalhabilidade e custo do concreto. Como exemplo, os autores explicam: areias muito grossas produzem misturas de concreto ásperas e não trabalháveis, já areias muito finas aumentam a demanda de água e por conseguinte o consumo de cimento para uma dada relação água/cimento, inviabilizando a economia. Para agregados com granulação contínua, o concreto é mais trabalhável e econômico.

Quanto maior a dimensão máxima característica do agregado, menor a área superficial por unidade de volume a ser envolvida pela pasta de cimento para uma dada relação água/cimento. Desta forma, os autores teorizam: o preço do cimento é 10 a 15 vezes maior que o preço do agregado, qualquer alteração que viabilize a economia do cimento sem alterar as propriedades requeridas, ou seja, trabalhabilidade e resistência são bem aceitas.

Contudo, existem limitações para a dimensão máxima do agregado como o tamanho da fôrma, presença de armaduras e no caso de concreto de alta resistência a dimensão máxima permitida é de 19 mm, já que as partículas grandes são suscetíveis à produção de mais microfissuras na zona de transição.

Ozkan e Yildrin (2010) ilustram na Figura 21, o efeito do diâmetro máximo dos agregados no módulo de elasticidade. Aparentemente, a redução do tamanho do agregado máximo de 32 mm e 16 mm ou 8 mm não afeta substancialmente o módulo de elasticidade do concreto. As misturas produzidas com um tamanho máximo total de 4 mm, no entanto, têm menor módulo de elasticidade. Para um mesmo volume de conteúdo agregado, uma diminuição no tamanho máximo global aumenta a superfície total dos agregados. Este aumento na área total pode levar a maiores áreas de interface cimento-agregado, que é o elo mais fraco em concreto. Como resultado da maior quantidade de interfaces, o módulo de elasticidade do concreto obtido pode ser inferior.

Figura 21 - Diâmetro máximo do agregado graúdo *versus* módulo de elasticidade do concreto



Fonte: Adaptado de Ozkan; Yildrin (2010)

Utilizando-se agregados densamente graduados ou aumentando-se o diâmetro máximo do agregado até um certo diâmetro máximo característico pode-se obter melhores resultados para o módulo de elasticidade do concreto (LI *et al.*, 1999).

#### **2.4.3.2 Características dependentes das condições prévias de exposição e fatores relacionados ao processo de fabricação**

A forma diz respeito às características geométricas dos agregados, sua geometria tridimensional. Farias e Palmeira (2007) explicam que como se tratam de corpos tridimensionais irregulares, para representá-los é viável definir algumas características geométricas desses corpos como cubicidade, alongamento, achatamento, angulosidade.

Segundo Mehta e Monteiro (2008) as partículas resultantes do atrito tendem a ser arredondadas, pois tendem a perder os vértices e arestas, como exemplo tem-se areias de depósitos eólicos. Já as rochas intrusivas britadas apresentam vértices e arestas bem definidas chamadas angulosas com dimensões iguais, por exemplo calcários laminados, arenitos tendem a produzir fragmentos alongados e achatados. Quando a espessura é pequena quando comparada às outras duas dimensões tem-se as partículas lamelares ou achatadas, já as partículas cujo comprimento é expressivo se comparado às outras dimensões são denominadas alongadas.

A partir de uma avaliação visual pode-se classificar a textura superficial definida pelo grau de quanto a superfície do agregado é lisa ou áspera. Geralmente, as partículas lisas exigem menos pasta para envolvimento, porém a resistência é menor, por exemplo os seixos rolados possuem textura lisa e tendem a ter ligação mais fraca com a pasta (GIAMMUSSO, 1992).

A textura superficial, segundo Mehta e Monteiro (2008) depende da dureza, tamanho do grão, porosidade da rocha matriz e a exposição ao atrito. Areia e pedregulho são lisos em seu estado natural. Rochas britadas como granito, basalto e calcário apresentam textura áspera. Agregados graúdos com texturas ásperas facilitam a aderência física à pasta de cimento, principalmente em idades iniciais, em que a aderência química ainda não está consolidada. Neville (1997) afirma que em concretos experimentais, agregados completamente lisos resultaram resistências à compressão menores, em torno de 10 % mais baixas se comparadas aos agregados ásperos.

A forma e a textura superficial dos grãos dos agregados têm maior influência sobre as propriedades do concreto fresco. A pasta de cimento, que constitui a parte mais cara do

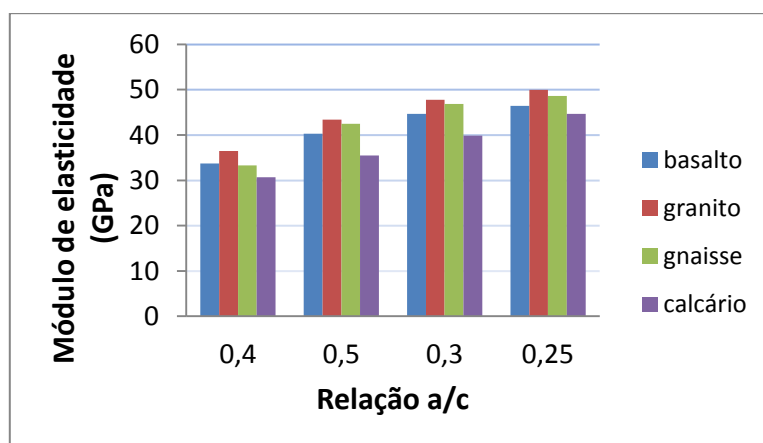


concreto, deve ser suficiente para envolver todas as partículas do agregado e preencher os vazios existentes entre elas. Assim as partículas com textura áspera, angulosas e alongadas demandam mais pasta de cimento para produzir concretos trabalháveis, elevando o custo (MEHTA, MONTEIRO, 2008, GIAMMUSSO, 1992).

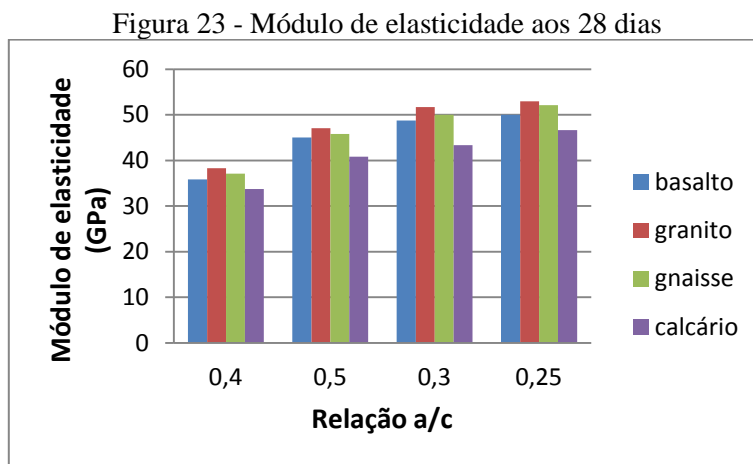
Indiretamente, a dimensão e a forma do agregado gráúdo são capazes de afetar a resistência do concreto da seguinte maneira: quanto maior o tamanho do agregado no concreto e quanto maior a proporção de partículas alongadas e achatadas, maior a tendência a formação de um filme de água junto às paredes do agregado (exsudação interna), enfraquecendo a sua ligação com a pasta (METHA; MONTEIRO, 2008).

Magalhães *et al.* (2006) estudaram o impacto de agregados gráúdos de diferentes mineralogias nas propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho e constataram através do método dinâmico para determinação do módulo de elasticidade que realmente esta propriedade é influenciada pelas propriedades da rocha utilizada como agregado gráúdo. Os maiores valores para o módulo de elasticidade foram obtidos em concretos produzidos com rochas que também possuíam maiores módulos apresentados nas Figura 22 e Figura 23. O granito e o gnaissse foram os que mais se destacaram neste ensaio, fato atribuído segundo os autores às melhores características de aderência na zona de transição.

Figura 22 - Módulo de elasticidade aos 7 dias



Fonte: Adaptado de Magalhães *et al.*, (2006)



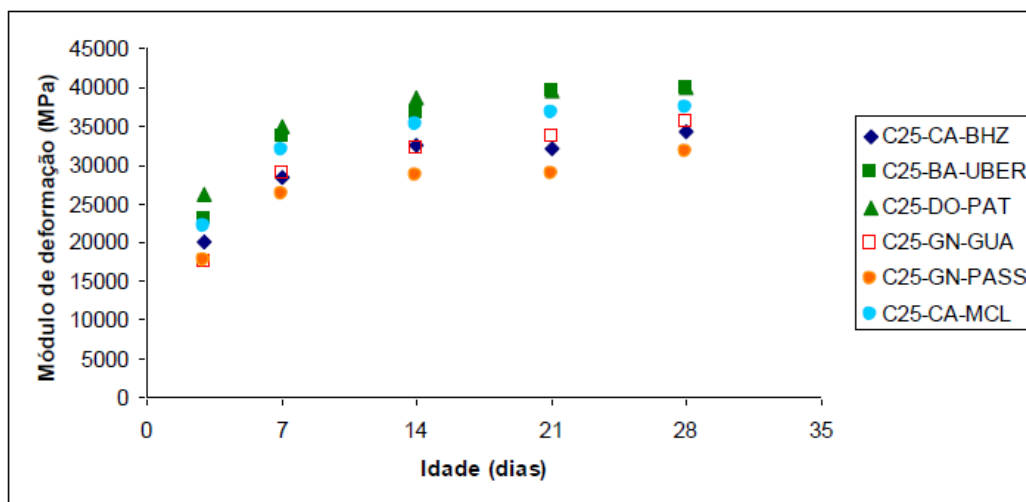
Fonte: Adaptado de Magalhães *et al.*, (2006)

Já os estudos realizados por Kliszewicz e Ajdukiewicz (2002 *apud* SHEHATA, 2005) com diferentes tipos de agregado graúdo, atestaram que o módulo de elasticidade é maior em concretos produzidos com agregado do tipo basalto se comparado aos concretos produzidos com agregados de granito.

Neville (1997) explica que para concretos com relação água/cimento menores que 0,4, aqueles que utilizaram o agregado britado apresentaram resistências até 38% maiores do que o seixo. Contudo, com o aumento da relação água/cimento a influência do agregado diminui, pois a influência da resistência da pasta de cimento hidratada sobrepõe ao tipo de agregado.

Alhadas, Calixto e Ferreira (2009) avaliaram a influência do agregado graúdo de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto: resistência à compressão e módulo de deformação. Tal pesquisa revelou que o concreto dosado com agregado graúdo de basalto (Uberlândia) e o de dolomito (Patos de Minas) foram os que apresentaram maiores valores de módulo de deformação. O concreto dosado com agregado de dolomito apresentou ainda os maiores valores de resistência à compressão. Tanto a resistência à compressão quanto o módulo de deformação dos concretos estudados sofreram influência significativa do agregado graúdo, como mostram os resultados (Figura 24).

Figura 24 - Variação do módulo de elasticidade com o tempo e tipo de agregado

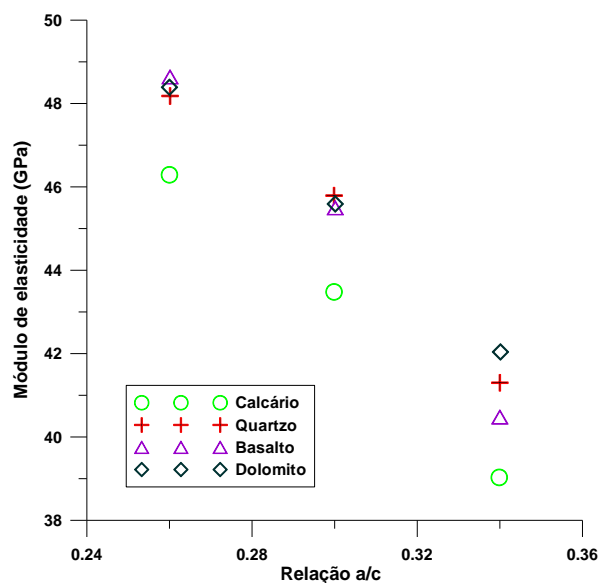


Fonte: Alhadas; Calixto; Ferreira, (2009)

Segundo Alhadas (2009) a percepção da influência do agregado no valor do módulo de elasticidade do concreto ocorre em idades mais avançadas, pois nessas idades a pasta de cimento adquiriu resistência e a transferência de esforços para os agregados se torna possível.

Os resultados encontrados por Ozkan e Yildrin (2010), apresentados na Figura 25 também mostram que os concretos produzidos com agregados de dolomito e basalto apresentaram valores para o módulo de elasticidade superiores àqueles concretos produzidos com agregados de calcário.

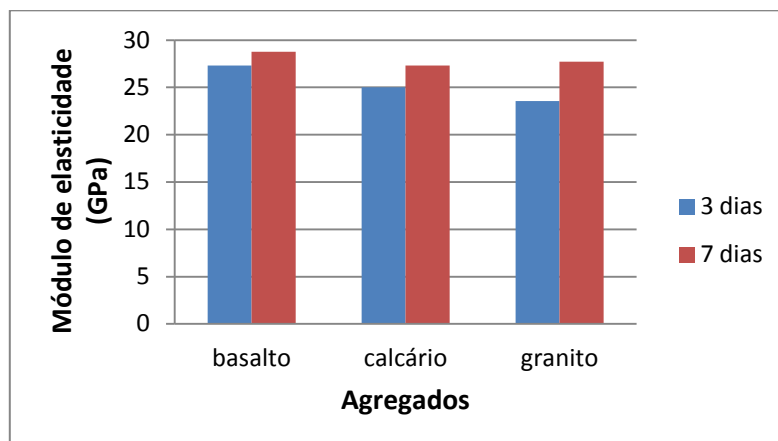
Figura 25 - Influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade



Fonte: Adaptado de Ozkan; Yildrin (2010)

Entretanto, Gagliardo *et al.* (2010) concluíram que na idade de 3 dias o módulo de elasticidade do concreto produzido com agregado basáltico apresentou maiores valores, seguido pelo agregado calcário e agregado granito (Figura 26). Já na idade de 7 dias, os resultados foram compatíveis com as pesquisas apresentadas anteriormente, ou seja, o concreto produzido com agregado calcário apresentou menores valores para o módulo de elasticidade.

Figura 26 - Valores do módulo de elasticidade para concretos produzidos com agregado de basalto, calcário e granito nas idades de 3 dias e 7 dias



Fonte: Adaptado de Gagliardo *et al.* (2010)

Pompeo Neto, Oliveira, Ramos (2011) estudaram os efeitos do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto de alta resistência. Como apresentado anteriormente, as propriedades do concreto dependem das propriedades de cada fase do concreto: matriz da pasta de cimento, agregados e zona de transição. A diferença entre os módulos de elasticidade do agregado e da matriz da pasta de cimento gera concentração de tensões culminando na formação de fissuras no concreto. Rossignolo (2009) afirma que concretos dosados com agregados leves devido à proximidade entre os valores do módulo de elasticidade da argamassa e destes agregados, se comparado com os agregados convencionais, ocorre uma melhora no comportamento elástico do concreto, aumentando o trecho linear da curva tensão-deformação. Contudo, a redução do módulo de elasticidade pode atingir até 50% com a substituição dos agregados. Foram utilizados dois tipos de agregados – origem basáltica e granítica – com dimensão máxima característica de 19 mm e 9,5 mm respectivamente.

De acordo com Pompeo Neto, Oliveira, Ramos (2011) a dimensão máxima característica, natureza do agregado e teor de agregado influenciam o módulo de elasticidade. Tal constatação é justificada pelo fato de que alteram a microfissuração na zona de transição e, por conseguinte a forma da curva tensão – deformação.

Os maiores valores para o módulo de elasticidade encontrados em concretos fabricados com basalto se comparado àqueles produzidos com granito, evidencia a importância das

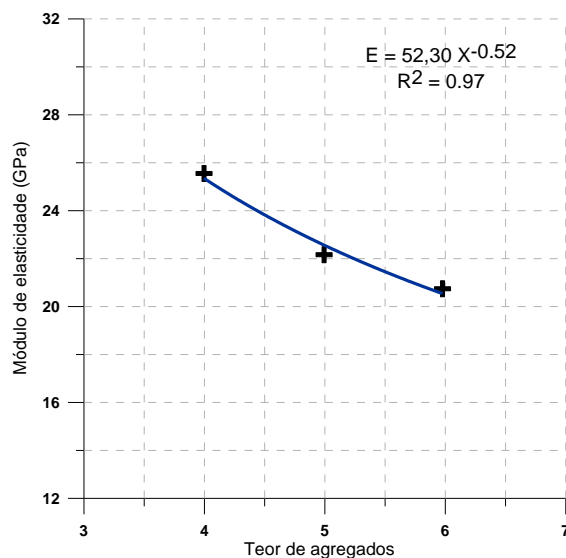
---

propriedades elásticas dos materiais e a natureza da zona de transição nas propriedades elásticas do concreto. Notou-se que o diâmetro máximo característico e o teor de agregados influenciam de modo menos expressivo o módulo de elasticidade do concreto de alta resistência produzido com basalto. Para os concretos com agregado de origem granítica a influência destas características do agregado foi mais notável apresentando valores para o módulo de elasticidade inferiores ao concreto produzido com agregado basáltico (POMPEO NETO; OLIVEIRA; RAMOS, 2011).

Melo Neto e Helene (2002) estudaram a influência do teor de agregados no módulo de elasticidade do concreto e constataram que mantendo o abatimento constante, ocorre uma redução do módulo de elasticidade com o aumento do teor de agregados. Os autores ressaltam que a princípio pode representar uma incoerência com outras referências, entretanto Monteiro e Helene (1993, *apud* Melo Neto e Helene, 2002) explicam que o aumento do teor de agregados é prejudicado à medida que ocorre um aumento na relação água/cimento para manter o abatimento constante, culminando numa pasta de cimento mais fraca e conseqüentemente com módulo de elasticidade menor.

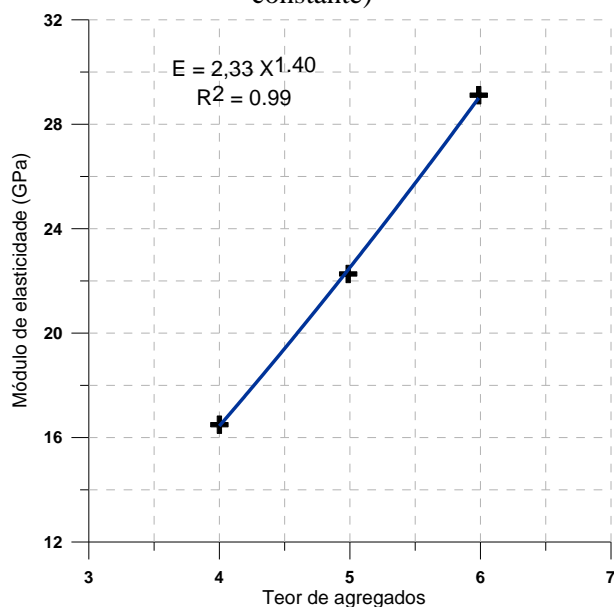
Se a relação água/cimento for mantida constante o aumento no teor de agregados implica aumento nos valores do módulo de elasticidade, pois o agregado graúdo possui maior módulo de elasticidade se comparada à pasta de cimento (MELO NETO, HELENE, 2002).

Figura 27 - Gráfico do módulo de elasticidade versus o teor de agregados (abatimento constante)



Fonte: Adaptado de Melo Neto; Helene (2002)

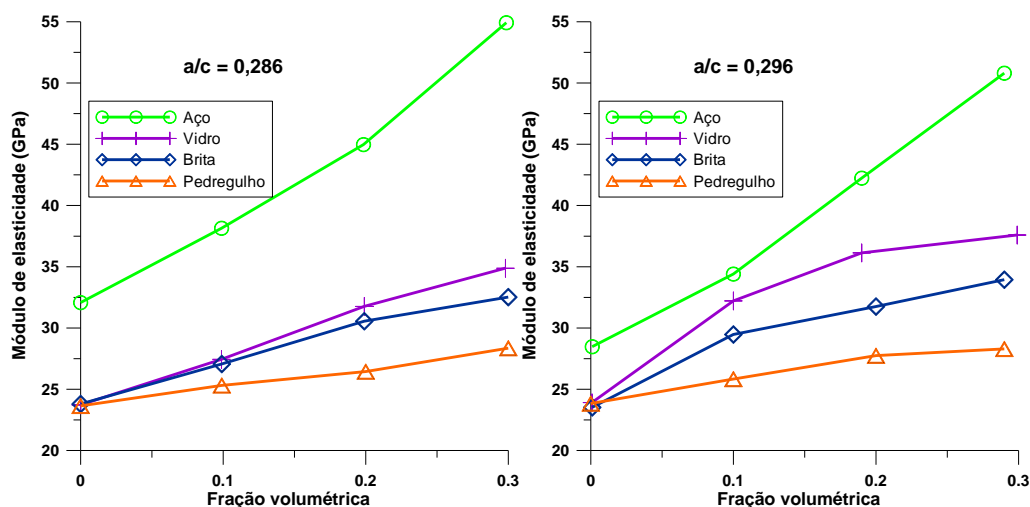
Figura 28 - Gráfico do módulo de elasticidade versus o teor de agregados (relação água/cimento constante)



Fonte: Adaptado de Melo Neto; Helene (2002)

Yang *et al.* (1995) estudaram a influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade de compósitos à base de cimento e concluíram que o tipo de agregado e a fração volumétrica dos agregados afetam significativamente o módulo de elasticidade, como mostra a Figura 29.

Figura 29 - Fração volumétrica versus módulo de elasticidade para compósitos com relação  $a/c = 0,286$  e  $0,292$ , respectivamente.



Fonte: Adaptado de Yang *et al.* (1995)

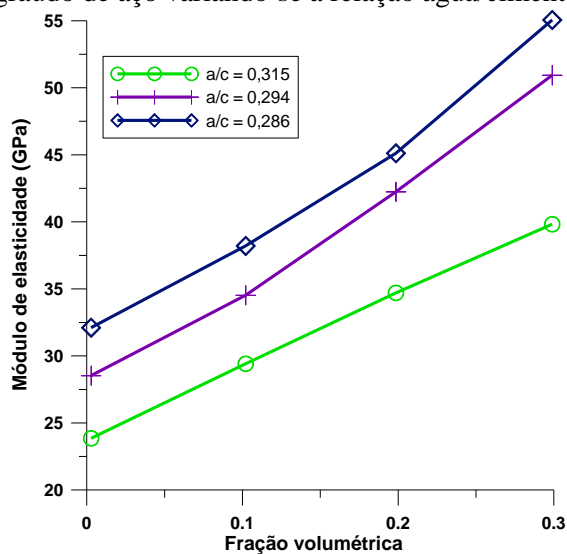
Através da Figura 29 torna-se evidente que as propriedades dos agregados e a fração volumétrica têm efeito significativo no módulo de elasticidade dos compósitos da seguinte maneira: o módulo de elasticidade do compósito aumenta com o aumento da fração volumétrica e do módulo de elasticidade do agregado, neste caso, o agregado graúdo de aço apresentou módulo de elasticidade igual a 205,8 GPa, vidro- 72,2 GPa, cascalho – 54,0 GPa e pedra britada 38 GPa (YANG *et al.*, 1995).

Utilizando o agregado de aço e variando-se a relação água/cimento e a fração volumétrica dos agregados graúdos, constatou-se que o módulo de elasticidade aumenta à medida que a matriz da pasta de cimento se fortalece, ou seja, quando a relação água/cimento decresce para diferentes frações volumétricas de agregado (YANG *et al.*, 1995).

Para Li *et al.* (1999) a redução na relação água/cimento é o meio mais eficaz para o aumento do módulo de elasticidade do concreto, se comparado a aumentar o módulo de elasticidade do agregado, por exemplo. Aumentar a fração volumétrica de agregados ou reduzir a espessura da zona de transição utilizando-se agregados densamente graduados, incorporando sílica ativa e reduzir a relação água/cimento são meios efetivos de aumentar o módulo de elasticidade do concreto.



Figura 30 - Fração volumétrica versus módulo de elasticidade para compósitos com agregado graúdo de aço variando-se a relação água/cimento



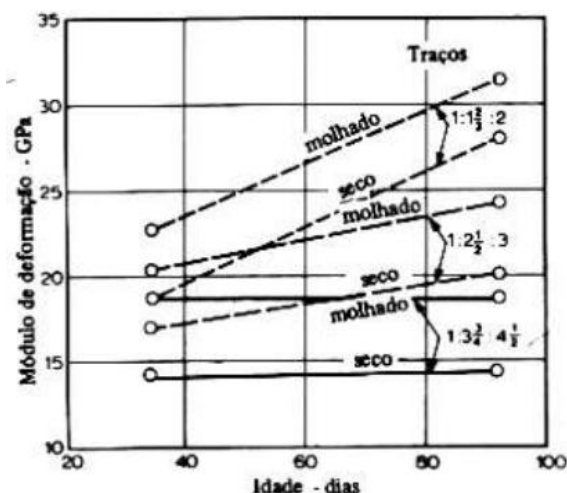
Fonte: Adaptado de Yang *et al.*, (1995)

## 2.4.4 Parâmetros de teste

### 2.4.4.1 Umidade do corpo de prova

Segundo Mehta e Monteiro (2008), corpos de prova de concreto que são ensaiados em condições úmidas apresentam módulo de elasticidade 15 % mais alto do que corpos de prova ensaiados em condição seca, sendo este resultado independente das dosagens ou do tempo de cura. Neville (1997) ilustra este fato na Figura 31. A secagem surte efeitos opostos para o módulo de elasticidade e resistência à compressão. Enquanto o primeiro é reduzido pela ocorrência de microfissurações na zona de transição, a resistência aumenta como consequência das forças de atração nos produtos de hidratação.

Figura 31 - Influência da condição de umidade no momento do ensaio para determinação do módulo de deformação de concretos em idades distintas



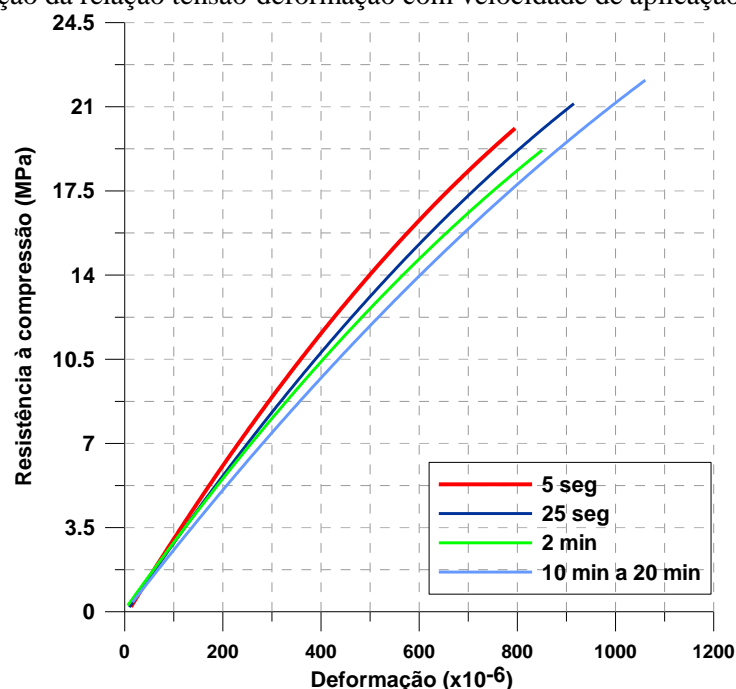
Fonte: Neville, (1997)

Rodrigues e Figueiredo (2004) compararam os resultados obtidos em concretos produzidos com granito em condições úmidas e secas, a influência do tempo de cura úmida sobre o concreto foi verificada para todos os traços; para concretos de relação água/cimento 0,4 o aumento atingiu 36,9 % e 19,8 % aos 7 dias e 90 dias. Tornou-se explícita a importância de manutenção dos corpos de prova em câmara úmida pelo maior tempo possível a fim de minimizar o efeito da microfissuração da estrutura interna do concreto, principalmente da zona de transição.

#### 2.4.4.2 Condições de carregamento

Além da umidade, as condições de carregamento também influenciam o módulo de elasticidade. Segundo Montija (2007) a velocidade de aplicação da carga deve ser uniforme para garantir a uniformidade dos resultados no módulo de elasticidade, já que o concreto não é um material elástico. Quanto maior a velocidade de aplicação da carga, menor a capacidade de propagação das fissuras e da acomodação microestrutural das deformações, daí seguem valores maiores para o módulo de elasticidade. A variação da relação tensão-deformação sob velocidade de carga distintas é apresentada por Andrade (1997 *apud* Montija, 2007) na Figura 32 para concreto de resistência à compressão de 29,5 MPa na idade de 28 dias.

Figura 32 - Variação da relação tensão-deformação com velocidade de aplicação de carga distintas



Fonte: Adaptado de Andrade (*apud* Montija, 2007)

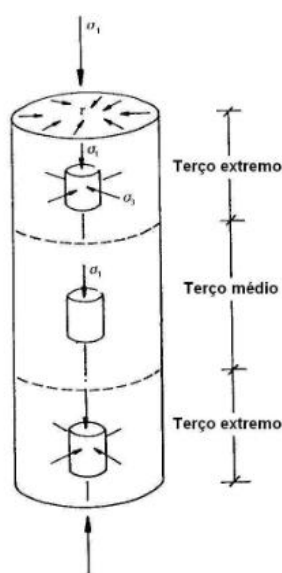
Dado um nível de aplicação, a propagação das fissuras e, por conseguinte o módulo de elasticidade depende da taxa de aplicação de carga. Mehta e Monteiro (2008) explicam que o módulo de elasticidade é muito alto se é aplicada uma carga instantânea, pois ocorre uma pequena deformação antes da ruptura. À medida que o tempo de teste aumenta, o módulo de elasticidade diminui, por exemplo, se “na faixa de tempo que normalmente é necessária para testar corpos de prova (de 2 a 5 min) a deformação aumenta de 15 a 20 %, enquanto o módulo de elasticidade diminui na mesma proporção” (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Até 20 minutos, tempo normal em máquinas comuns de ensaio, o aumento da deformação é bem pequeno. Um aumento de aproximadamente 15% na deformação equivale a cerca de 13% de redução do módulo (FURNAS, 1997).

Segundo Neville (1982, *apud* Pacheco, 2006) alguns aspectos da curva tensão deformação derivam das propriedades dos equipamentos utilizados na realização do ensaio e não condizem com as propriedades intrínsecas do material, são exemplos: medição das deformações pelo uso de extensômetros colados no corpo de prova que podem se desprender em virtude das fissuras na superfície, efeito do confinamento causado pela máquina nos topos do corpo de prova entre outros.

#### 2.4.4.3 Medida da deformação – instrumentação

Montija (2007) explica que em suma, o ensaio de determinação do módulo de elasticidade do concreto acontece a partir da construção de uma curva “tensão-deformação específica” com no mínimo dois pontos. A relação das diferenças de tensão e deformação nesses dois pontos fornece o módulo de elasticidade. A medida das deformações deve ocorrer no terço médio longitudinal do corpo de prova, pois esta região é praticamente isenta de esforços externos transversais (Figura 33). A leitura das deformações pode ocorrer através de medidores ou sistemas de medida com sensibilidade de milésimo de milímetro colados ou ancorados no corpo de prova. As tensões atingidas durante o ensaio são obtidas diretamente da máquina de ensaio.

Figura 33 - Esforços no corpo de prova durante o carregamento de compressão



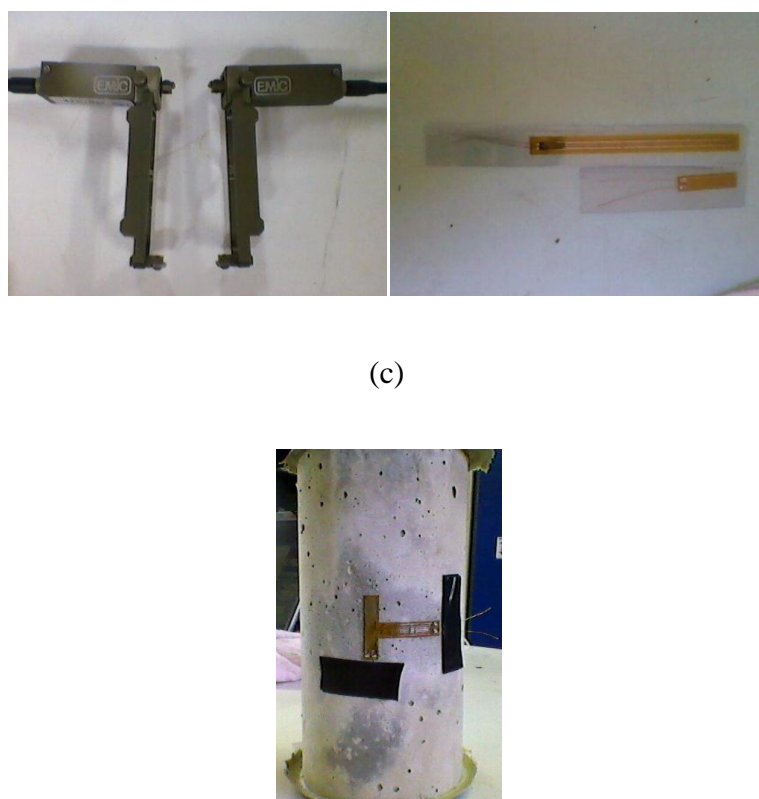
Fonte: Kotsovos; Pavlovic, (1995 *apud* Montija, 2007)

A variabilidade dos resultados para o módulo de elasticidade constatado por diversos pesquisadores advém de vários fatores dentre os quais o tipo de instrumentação utilizado para medição das deformações ocupa lugar de destaque, visto que o erro da deformação está embutido no denominador da equação para determinação do módulo de elasticidade e consequentemente altera o resultado final (DEMARCHI, 2011).

Existem muitos instrumentos capazes de realizar leituras de deformação para determinação do módulo de elasticidade, dentre os quais os mais comuns são: compressômetro com

relógios comparadores, compressômetro com transdutores de deslocamento indutivos (*linear variable differential transformer* ou LVDT), transdutores resistivos ou extensômetros elétricos tipo *strain gages* de colagem superficial, de imersão ou de ancoragem tipo *clip gage* (Figura 34). Todos estes instrumentos devem ser instalados a partir do ponto central da altura do corpo de prova, para captar a deformação durante o ensaio de compressão.

Figura 34 – (a) *Clip gage*; (b) *strain gages* e (c) *strain gages* colados à superfície do corpo de prova para leitura das deformações transversais e longitudinais.



Fonte: Autora

---

## 3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

---

### 3.1 INTRODUÇÃO

A resistência à compressão é especificada no controle de qualidade e no projeto com grande frequência devido à facilidade da realização do ensaio se comparado aos outros ensaios para determinação do módulo de elasticidade e de resistência à tração por exemplo. Acredita-se que outras propriedades como o módulo de elasticidade, impermeabilidade e durabilidade do concreto podem ser deduzidas a partir de dados da resistência à compressão (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Para Pacheco (2006) é notável a preocupação de atender somente o valor da resistência à compressão do concreto, liberando-se, antecipadamente, as lajes e vigas para desforma, não ocorrendo a verificação dos valores do módulo de elasticidade e da resistência à tração do concreto, expondo a estrutura a deformações importantes e flechas.

O módulo de elasticidade do concreto não é submetido ao mesmo controle tecnológico da resistência à compressão, mesmo sabendo-se de sua variabilidade em função de parâmetros apresentados anteriormente. Tal atitude é justificada por seu grau de responsabilidade para a segurança estrutural ser inferior ao de resistência à compressão. Seguem daí várias equações propostas pelas normas para estimar o módulo de elasticidade do concreto embasados em modelos empíricos de previsão do comportamento. Existem modelos teóricos e empíricos que correlacionam o módulo de elasticidade do concreto às propriedades reológicas, proporção de seus componentes, sendo que alguns desprezam a influência do tipo de agregado culminando em possíveis erros de previsão (DEMARCHI, 2011).

Considerando que um dos objetivos específicos deste trabalho é comparar os resultados com os valores obtidos em modelos sugeridos pelas normas, serão apresentados alguns

aspectos que influenciam a resistência à compressão e, portanto, afetarão o módulo de elasticidade do concreto.

### 3.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ( $f_c$ )

Segundo Mehta e Monteiro (2008) a resistência à compressão do concreto está relacionada à tensão necessária para causar a ruptura.

Para o dimensionamento das estruturas de concreto é imprescindível conhecer as propriedades mecânicas do material, com maior enfoque na resistência à compressão. Entretanto, na avaliação das deformações necessita-se conhecer o comportamento do material frente à rigidez, determinado pelo ensaio para determinação do módulo de elasticidade. Este ensaio apresenta maior complexidade que a determinação da resistência à compressão e apresenta elevada variabilidade de resultados experimentais como ressalta Montija (2007) (DEMARCHI, 2011).

A relação água/cimento exerce grande influência na resistência à compressão nos concretos usuais, pois esta relação define a porosidade tanto da matriz da pasta de cimento quanto da zona de transição. Considerando o concreto plenamente adensado, Duff Abrams, em 1918 determinou a equação a seguir:

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

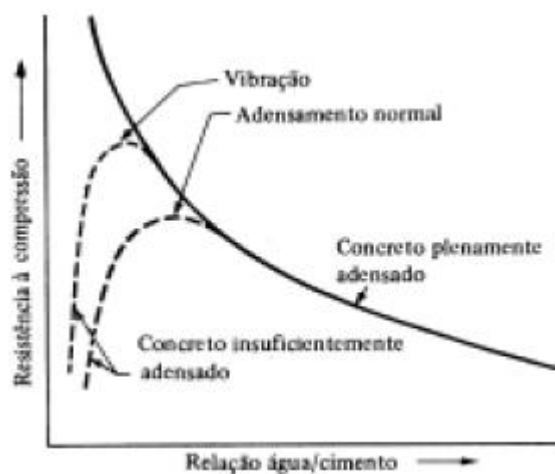
$f_c$  - resistência do concreto;

$K_1$  e  $K_2$  - constantes empíricas;

$a/c$  – relação água/cimento.

Na Figura 35, é mostrada a forma geral da curva que representa a dependência entre a relação água/cimento e a resistência à compressão do concreto.

Figura 35 - Resistência em função da relação água/cimento do concreto



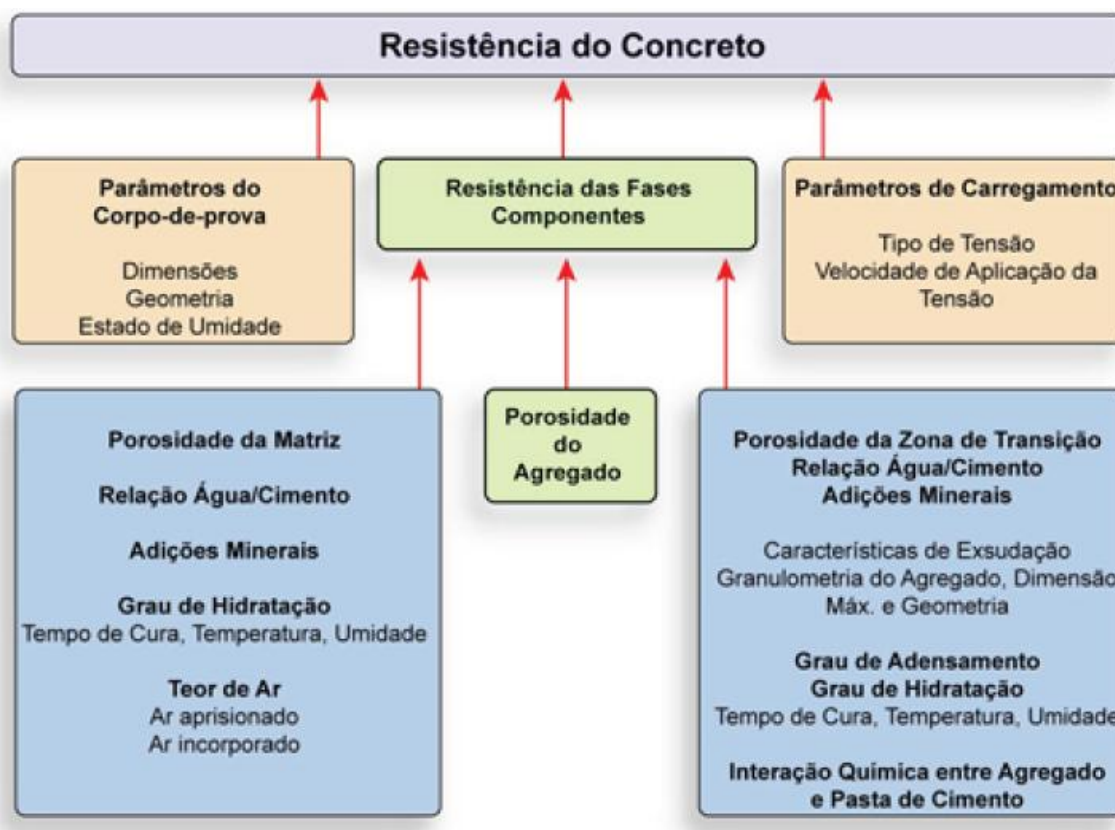
Fonte: Neville, (1997)

Segundo Mehta e Monteiro (2008), a relação a/c- resistência no concreto é explicada com base no enfraquecimento da matriz da pasta de cimento que ocorre à medida que a relação a/c é aumentada e consequentemente a porosidade da matriz. Entretanto, deve-se considerar a influência da relação água/cimento na resistência da zona de transição, pois em concretos de baixa e média resistência as porosidades da zona de transição e matriz da pasta de cimento são fatores determinantes na resistência.

Os fatores, que influenciam na resistência à compressão ( $f_c$ ) do concreto, e suas interações são mostradas na Figura 36.



Figura 36 - Interação dos fatores que influenciam a resistência do concreto



Fonte: Mehta; Monteiro, (2008)

Mehta e Monteiro (2008) sugerem a divisão destes fatores em três categorias:

- Característica e proporção dos materiais;
- Condições de cura;
- Parâmetros de ensaio.

### 3.2.1 Característica e proporção dos materiais

A seleção dos materiais antes da mistura do concreto é de suma importância para alcançar a resistência à compressão requerida. Neste subitem são apresentadas e discutidas as características e proporções dos materiais que influenciam a resistência do concreto, sendo dividido nas seguintes partes:

### 3.2.1.1 Tipo de cimento

O cimento Portland é um cimento hidráulico, ou seja, endurece pela reação com a água e também originam um produto resistente à água, produzido pela moagem do clínquer, resultado da calcinação a aproximadamente 1450 °C de uma mistura de calcário e argila, constituídos basicamente por silicatos de cálcio hidráulicos e uma pequena quantidade de sulfato de cálcio (KIHARA; CENTURIONE, 2005).

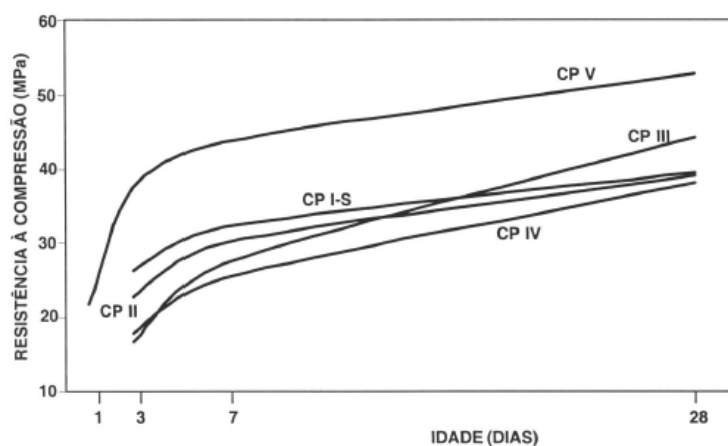
Para conhecer as características e propriedades dos vários tipos de cimento Portland é necessário estudar sua composição. Como explicado anteriormente, o cimento Portland é composto por clínquer, como principal componente, e adições, responsáveis por diferenciar os tipos de cimento.

O clínquer é obtido pela mistura de argila e calcário submetidos a um tratamento térmico e posterior moagem. As adições misturadas ao clínquer na fase de moagem, permitem a fabricação dos diversos tipos de cimento Portland hoje disponíveis no mercado. Por exemplo, o gesso, as escórias de alto-forno, os materiais pozzolânicos e os materiais carbonáticos.

A importância da adição de escória reside no fato de modificar a microestrutura do concreto diminuindo a permeabilidade e a porosidade capilar, aumentando a estabilidade e a durabilidade do concreto. (ABCP BT-106, 2003)

Castro *et al.* (2011) explicam que no caso do cimento Portland, a evolução da resistência com o tempo depende não só da composição química, mas também da granulometria (área superficial) de suas partículas. Fixando uma relação a/c, a redução do tamanho médio das partículas acelera a hidratação, o que implica melhores propriedades e maiores resistências em idades iniciais.

Figura 37 - Evolução média de resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland



Fonte: ABCP, BT-106,(2003)

A importância da composição química do cimento na evolução da resistência à compressão do concreto é evidenciada na pesquisa destes autores, pois o concreto produzido com CPV ARI apresentou maior resistência (até os 28 dias) se comparado ao concreto produzido com CP II E 32, porque o primeiro possui maior teor de  $C_3S$  e área superficial maior, comprovando sua capacidade de produzir misturas de alto desempenho até os 28 dias. Para o concreto produzido com cimento aluminoso, a resistência inicial foi alta, entretanto, nas idades posteriores, houve queda na resistência, resultado da conversão de compostos instáveis.

Helene e Andrade (2010) ilustram na Tabela 3, a variação da resistência à compressão em função da relação a/c e tipo de cimento usado na produção do concreto com agregados de origem granítica e dimensão máxima 25 mm.

Tabela 3 – Resistência média do concreto em MPa em função da relação a/c para vários tipos de cimentos

Tipo e classe de cimento	Relação a/c				
	0,65	0,6	0,55	0,5	0,45
CP I 32	28	32	37	41	47
CP II 32	24	28	31	35	39
CP II 40	28	32	36	41	46
CP III 32	23	27	31	36	41
CP III 40	27	32	37	42	49
CP IV 32	24	28	32	36	41
CP V ARI RS	30	33	38	42	46
CP V ARI RS	33	38	42	47	53

Fonte: HELENE; ANDRADE (2010)

### 3.2.1.2 Forma e textura do agregado

A forma e a textura superficial influenciam consideravelmente a resistência do concreto, alterando o consumo de água de amassamento e consequentemente a relação água/cimento.

A textura tem impacto maior sob a resistência nas primeiras idades, pois comparando-se concretos produzidos com agregado de textura rugosa ou britado aos produzidos com agregados lisos, os primeiros apresentam uma resistência maior nas primeiras idades, devido a uma ligação mais forte entre o agregado de textura rugosa ou britado com a pasta de cimento endurecida. Em idades avançadas, a interação química entre o agregado e a pasta de cimento supera o efeito da textura superficial do agregado (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

### 3.2.1.3 Natureza do agregado

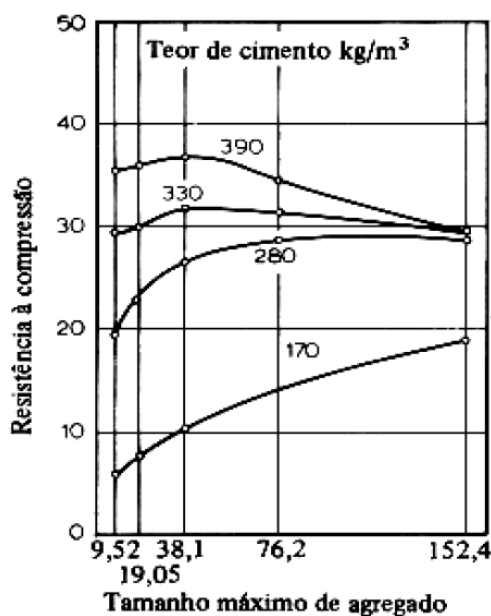
A origem mineralógica do agregado afeta a resistência do concreto, principalmente os de alta resistência, visto que a matriz da pasta de cimento destes concretos apresenta maior resistência e dependendo da mineralogia do agregado gráudo pode ocorrer a ruptura no agregado (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

### 3.2.1.4 Dimensão máxima característica do agregado ( $d_{m\acute{a}x.}$ )

Jacinto e Giongo (2005) explicam que a mudança no diâmetro máximo de um agregado gráudo com distribuição bem graduada e mesma mineralogia surte dois efeitos contrários sobre a resistência à compressão do concreto: mantendo-se o teor de cimento e a consistência do concreto, as misturas contendo partículas de agregados grandes necessitam de menos água de amassamento se comparado às misturas com agregados menores; contudo, agregados grandes tendem a formar zonas de transição mais fracas, com maior quantidade de microfissuras. O efeito predominante depende da relação a/c do concreto e a tensão aplicada.

Neville (1997) ilustra um dos casos anteriores e afirma: o aumento da dimensão máxima característica do agregado até 38,1mm reduz o consumo de água, de modo que, para uma mesma trabalhabilidade e o mesmo teor de cimento haverá um aumento da resistência à compressão. Apresenta-se na Figura 38, gráfico com curvas de consumo de cimento para resistência à compressão, em função do tamanho máximo do agregado.

Figura 38 - Influência do tamanho máximo do agregado na resistência à compressão aos 28 dias com concretos de diferentes teores de cimento

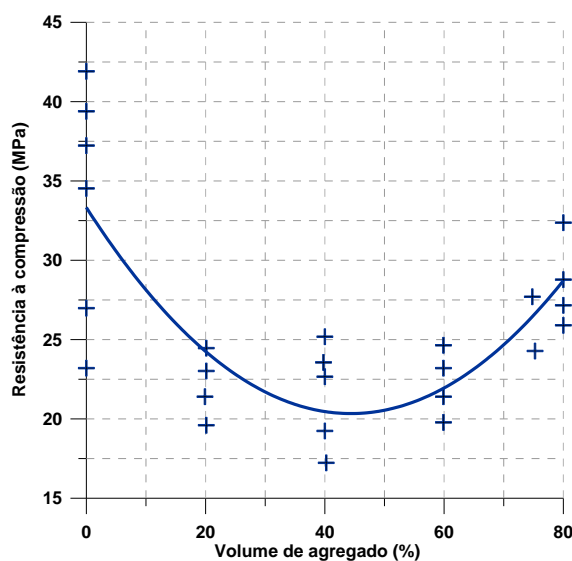


Fonte: Neville, (1997)

### 3.2.1.5 Relação agregado/cimento

Segundo Neville (1997), a resistência do concreto ( $f_c$ ) é influenciada pelo teor de agregado, nos concretos com pastas de cimento iguais. Quando este teor de agregado está no intervalo de 0% a 20% (ver Figura 39) o valor de  $f_c$  diminui; já no intervalo de 40% a 80%, há um aumento de  $f_c$ .

Figura 39 - Relação entre a resistência à compressão de cilindros, com 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura, e o volume de agregado para uma relação água/cimento constante igual a 0,50.



Fonte: Adaptado de Neville (1997)

### 3.2.2 Condições de cura

Segundo Mehta e Monteiro (2008) a cura do concreto engloba os procedimentos que possibilitam a hidratação do cimento, tais como: tempo de cura, temperatura e condições de umidade, imediatamente depois do lançamento de uma mistura de concreto nas fôrmas.

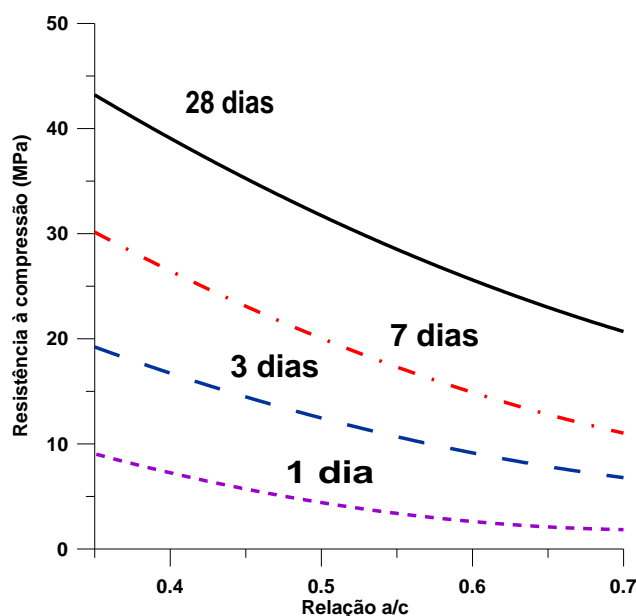
O objetivo da cura é garantir que o concreto se mantenha saturado, viabilizando a hidratação das partículas de cimento e assim os espaços preenchidos pela água na pasta fresca de cimento são gradualmente ocupados pelos produtos da hidratação do cimento (NEVILLE, 1997).

O tempo e a umidade são fatores importantes no processo de hidratação e que são controlados pela difusão da água e serão descritos a seguir.

### 3.2.2.1 Tempo de cura

Mantendo-se a relação água/cimento, a resistência do concreto aumenta, à medida que é aumentado o período de cura úmida, pois a hidratação das partículas de cimento anidro continua, como mostrado na Figura 40 (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Figura 40 - Influência do fator água/cimento e do período de cura úmida sobre a resistência do concreto

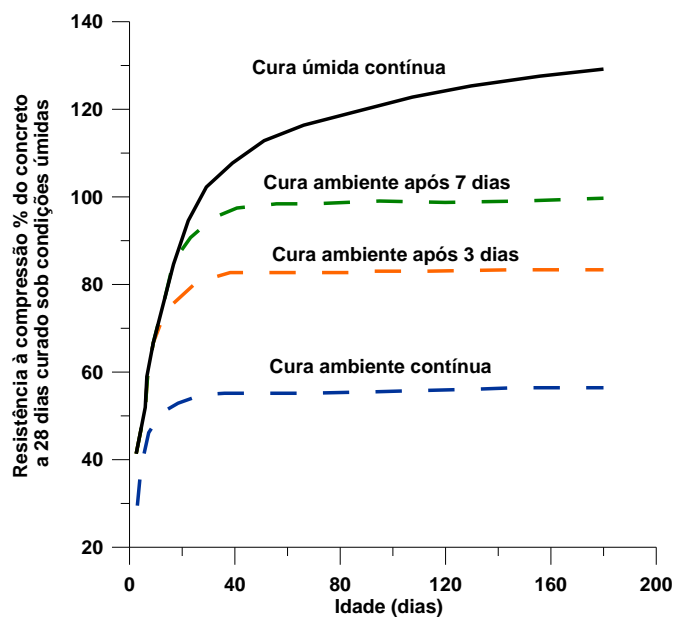


Fonte: Adaptado de Mehta; Monteiro (2008)

### 3.2.2.2 Umidade

A umidade garante que a hidratação do cimento no concreto ocorra, pois os capilares se manterão completamente cheios de água, permitindo a formação dos produtos da hidratação. Recomenda-se um período mínimo de 7 dias para concretos produzidos com cimento comum, pois a resistência pode sofrer uma redução caso a cura seja realizada ao ar como consequência da microfissuração na zona de transição causada pela retração de secagem (NEVILLE, 1997; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Figura 41 - Influência do tipo e tempo de cura úmida sobre a resistência do concreto



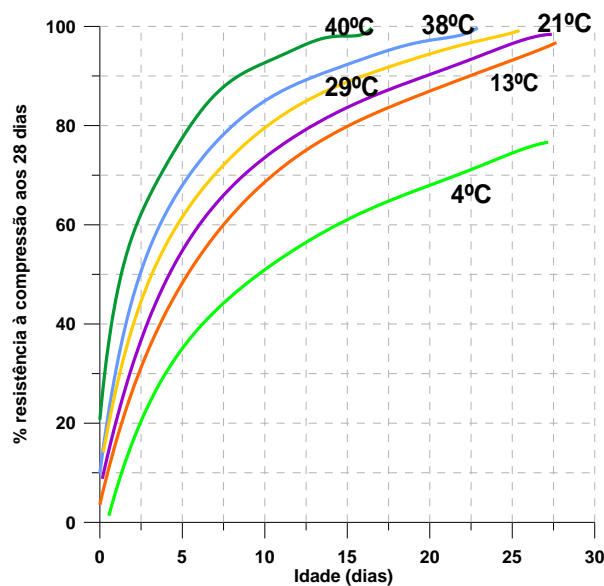
Fonte: Adaptado de Mehta; Monteiro (2008)

### 3.2.2.3 Temperatura

As temperaturas de lançamento e cura do concreto determinam o grau de hidratação do cimento e portanto interferem na taxa de desenvolvimento da resistência e na resistência final da seguinte maneira: até os 28 dias, para o concreto lançado e curado numa temperatura constante, na faixa de 4° a 46° C, geralmente quanto maior a temperatura, mais rápida será a hidratação e o ganho de resistência, conforme pode ser observado na Figura 42. Já em idades mais avançadas quanto mais alta a temperatura de moldagem e cura, menor será a resistência final (Figura 43). Isso ocorre, segundo os pesquisadores, porque quando a moldagem ocorre a temperaturas mais baixas, a microestrutura da pasta de cimento hidratada é mais uniforme contribuindo para melhor distribuição dos poros e subsequente melhoria da resistência (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

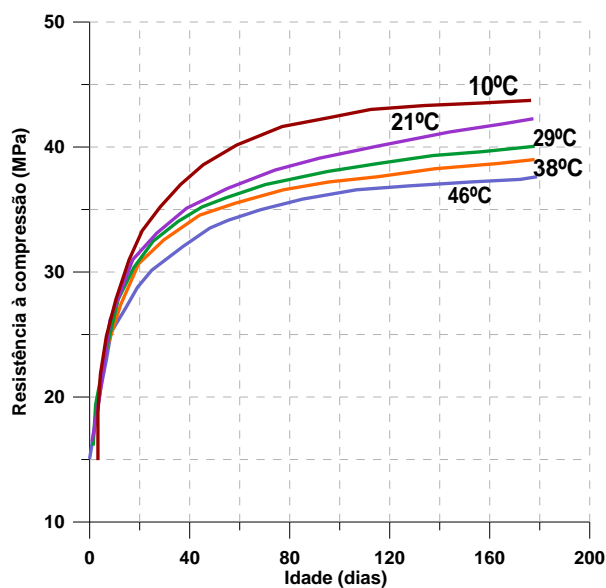


Figura 42 - Influência das temperaturas de moldagem e cura sobre a resistência do concreto



Fonte: Adaptado de Mehta; Monteiro (2008)

Figura 43 - Influência das temperaturas de moldagem e cura sobre a resistência do concreto



Fonte: Adaptado de Mehta; Monteiro (2008)

### 3.2.3 Parâmetros de ensaio

Os parâmetros de ensaio que influenciam a resistência à compressão são: dimensões do corpo de prova, capeamento do corpo de prova, velocidade de carregamento, influência da

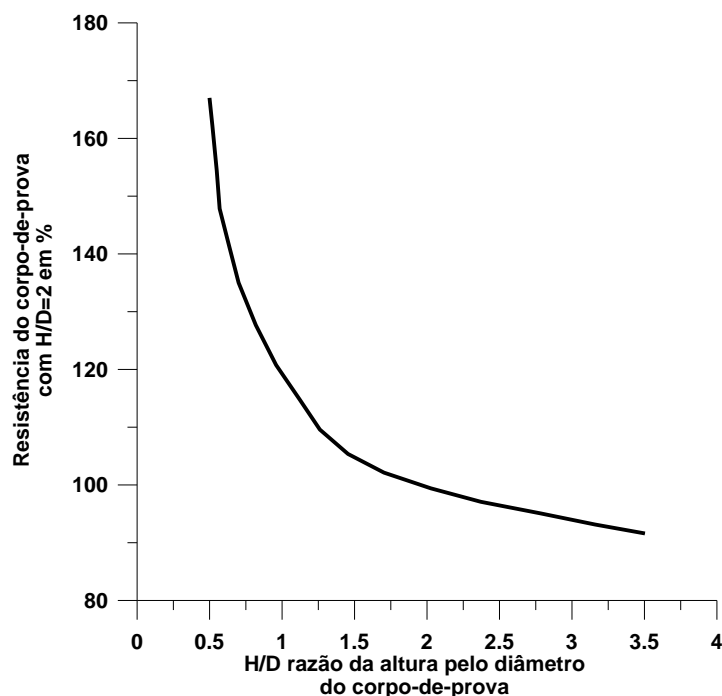
moldagem do corpo de prova, umidade do corpo de prova e máquina de ensaio, que serão apresentados a seguir.

### 3.2.3.1 Dimensões do corpo de prova

Neville (1997) apresenta o efeito das dimensões do corpo de prova na Figura 44. Para  $h/d$  menor que 1,5, a resistência obtida aumenta rapidamente devido ao efeito da restrição dos pratos da prensa de ensaio. Quando  $h/d$  varia entre 1,5 e 4,0 a resistência é pouco afetada, e quando  $h/d$  se situar entre 1,5 e 2,5 a resistência não difere em mais que 5% do valor obtido como corpo de prova padrão ( $h/d=2$ ). Para valores de  $h/d$  maiores que 5, a resistência cai mais rapidamente, evidenciando-se o efeito da esbeltez.

A escolha da relação  $h/d = 2$  é justificada pelo fato de eliminar o efeito dos topos e também porque o valor de resistência obtida não é, significativamente, influenciado por um pequeno afastamento dessa proporção.

Figura 44 - Forma geral da relação altura/diâmetro sobre a resistência aparente de cilindros aos 28 dias



Fonte: Adaptado de Mehta; Monteiro (2008)

### 3.2.3.2 Velocidade de carregamento

A velocidade de aplicação de carga é controlada durante o ensaio para determinação da resistência à compressão, no qual a carga é aumentada progressivamente para romper o corpo de prova em 2 a 3 min (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

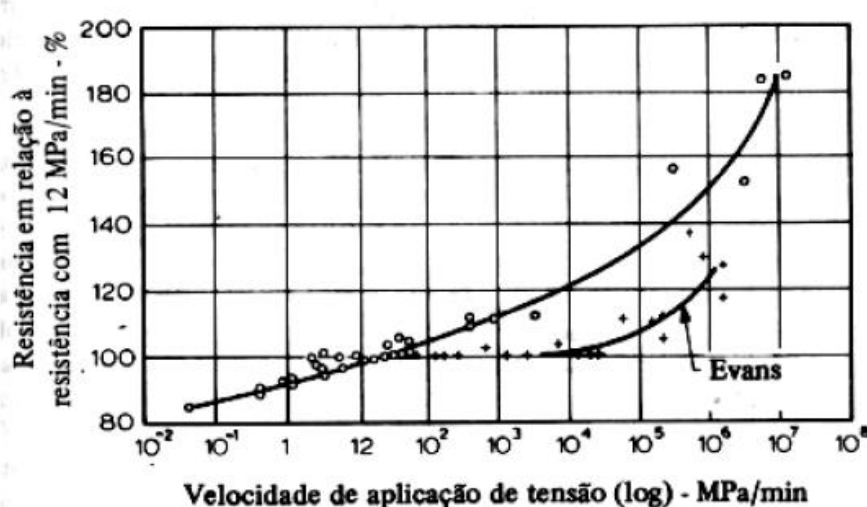
A velocidade de aplicação de carga influencia na resistência do concreto, o que já foi comprovado por vários pesquisadores.

“Dentro do intervalo de valores usuais de velocidade de aplicação de carga, essa velocidade tem uma grande influência na resistência aparente do concreto – quanto maior a velocidade maior o resultado obtido. [...]” (NEVILLE, 1997, p. 524).

Na Figura 45, são mostrados resultados de experiências feitas por diversos pesquisadores e pode-se notar que, aumentando a velocidade de aplicação de carga de 0,04 MPa/min para  $4 \times 10^6$  MPa/min, a resistência aparente do concreto é dobrada (NEVILLE, 1997).

Esta constatação não foi confirmada por Evans (*apud* NEVILLE, 1997) que concluiu que a velocidade abaixo de  $4 \times 10^3$  MPa/min não tem influência alguma sobre a resistência aparente.

Figura 45 - Influência da velocidade de carregamento sobre a resistência do concreto.



Fonte: Neville, (1997)

### **3.2.3.3 Teor de umidade dos corpos de prova**

A resistência do concreto aumenta com a secagem dos corpos de prova, devido ao aumento das forças de atração de Van der Waals nos produtos de hidratação. A influência qualitativa da secagem é variável: com um concreto de 34 MPa, já foi observado um aumento de até 10% com secagem total, mas se o período de secagem for menor que 6 horas, o aumento será, em geral, menor que 5% (MEHTA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997).

### **3.2.3.4 Influência da máquina de ensaio**

Para a realização do ensaio para determinação da resistência à compressão do concreto é de suma importância que a máquina destinada à realização deste seja rígida, pois caso contrário, durante a ruptura do corpo de prova a energia armazenada é liberada rapidamente, levando-se um valor de resistência à compressão menor quando comparado com a prensa mais rígida (NEVILLE, 1997).

## **3.3 MODELOS DE PREVISÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO**

Os modelos teóricos consideram a deformabilidade do concreto associada a rigidez de cada fase constituinte, suas proporções e de sua interação. A principal dificuldade de tais modelos ocorre por conta da necessidade de se conhecer o módulo de elasticidade do agregado e da pasta de cimento previamente. A abordagem empírica surge como uma solução para a estimativa do módulo de elasticidade do concreto, frente a dificuldade de obtenção de dados confiáveis para a aplicação de modelos teóricos (DEMARCHI, 2011).

Para cálculos estruturais geralmente recorre-se a expressões empíricas pelas quais a partir dos valores de resistência à compressão fornecem dados estimativos do valor do módulo. Tais expressões presumem a dependência direta entre o módulo de elasticidade, a resistência à compressão e a densidade do concreto, proveniente da influência da porosidade e das fases constituintes do concreto nas propriedades citadas, embora o grau de influência seja distinto. Contudo, tal premissa é válida somente para materiais homogêneos, que não é o caso do concreto. Visando a aproximação dos dados obtidos de

---

tais expressões para o módulo de elasticidade aos dados experimentais é fundamental que se considere a influência dos fatores discutidos anteriormente: fração volumétrica, densidade e módulo de elasticidade de cada fase (agregado e matriz) e características da zona de transição (CASTRO *et al.* 2011).

Para Melo Neto e Helene (2002), os modelos propostos pelas normas não são capazes de determinar com exatidão o módulo de elasticidade do concreto em função da resistência e do tipo de agregado, fornecendo aproximações dos valores reais. Ainda segundo os pesquisadores, o estudo prévio do concreto a se utilizado permite realizar uma correlação entre o módulo de elasticidade e resistência à compressão apropriada para o concreto em questão.

As discrepâncias entre os valores estimados e os valores reais do módulo de elasticidade podem advir da medida de tais propriedades, que é realizada em níveis de tensão distintos. O módulo de elasticidade é medido entre 30% e 45% da tensão de ruptura, enquanto que a resistência à compressão é medida na ruptura. Para concretos normais, a ruptura normalmente ocorre na argamassa, fase esta determinante para a resistência à compressão do concreto. Já na determinação do módulo de elasticidade pressupõe-se que as fases estejam íntegras e que as microfissuras existentes estejam estáveis. Segue-se que concretos produzidos com agregados mais rígidos tendem a apresentar maiores valores para o módulo de elasticidade, visto que o agregado contribui para a rigidez do compósito. (LEAL, 2012)

Helene e Andrade (2010) explicam que existem tentativas de abranger outros parâmetros com fatores de correção vinculados à natureza do agregado graúdo e a consistência do concreto fresco. Contudo, deve-se atentar ao fato de que o módulo de elasticidade real nas estruturas depende da qualidade do adensamento do concreto, teor de pasta e da qualidade dos agregados disponíveis.

### 3.3.1 ABNT NBR 6118:2007

A norma ABNT 6118:2007 recomenda que o módulo de elasticidade deve ser obtido segundo a norma ABNT NBR 8522:2008, que considera o módulo tangente inicial a 30% da resistência última do concreto, obtida através de dois corpos de prova ensaiados previamente e pertencentes a mesma betonada. Entretanto, na inexistência de dados experimentais aos 28 dias de idade é recomendado utilizar a equação para estimativa do módulo de elasticidade tangente inicial,

$$E_{ci} = 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{equação 4})$$

Onde  $E_{ci}$  é o módulo de elasticidade tangente inicial (MPa) e  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto em MPa.

A equação 4 pode ser utilizada para a avaliação do módulo de elasticidade do concreto para idades superiores a 7 dias, substituindo  $f_{ck}$  por  $f_{ckj}$  para a idade requerida.

Para a verificação dos Estados Limites de Serviço e análises de projeto, deve ser utilizado o módulo de elasticidade secante, calculado pela equação

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (\text{equação 5})$$

Onde  $E_{cs}$  é o módulo secante do concreto.

### 3.3.2 Prática recomendada do IBRACON (2004)

A Prática Recomendada do IBRACON (2004) sugere uma correção na equação do módulo de elasticidade proposta pela norma ABNT NBR 6118:2007, o qual é a mesma da versão de 2003 da norma, visando incorporar a esta fórmula dados referentes à consistência do concreto no estado fresco e a influência dos diversos tipos de agregado e portanto seguindo a tendência de outras normas internacionais que serão citadas a seguir. A equação proposta é:

$$E_{ci} = a_1 \cdot a_2 \cdot 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

$a_1$  é o índice de correção do módulo do concreto em função da natureza do agregado (Tabela 4);

Tabela 4 – Valores do índice de correção  $a_1$ 

Natureza do agregado graúdo	$a_1$
Basalto denso e calcário sedimentar denso	1,1 a 1,2
Granito e gnaiss	1,0
Calcário metamórfico e metasedimento	0,9
Arenito	0,7

$a_2$  é o índice de correção do módulo do concreto em função da consistência do concreto apresentado na . Para este estudo adotou-se 1,0 correspondente à consistência plástica (Tabela 5).

Tabela 5 - Valores do índice de correção  $a_2$ 

Consistência do concreto fresco	$a_2$
Fluida	0,9
Plástica	1,0
Seca	1,1

### 3.3.3 FIB Model Code 2010

Os valores para o módulo de elasticidade de concretos de peso normal, produzidos com agregados naturais podem ser estimados a partir das características do concreto, utilizando a equação

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left( \frac{f_{ck} + \Delta f}{10} \right)^{1/3} \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

$E_{ci}$  é o módulo de elasticidade em MPa do concreto na idade de 28 dias

$f_{ck}$  é a resistência característica em MPa

$\Delta f = 8 \text{ MPa}$

$E_{c0} = 21.5 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

$\alpha_E$  (ver Tabela 6)

Tabela 6– Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade ( FIB 2010)

<b>Tipo de agregado</b>	$\alpha_E$	$E_{c0} \cdot \alpha_E$ (MPa)
Basalto	1,2	25800
Quartzo	1	21500
Calcário	0,9	19400
Arenito	0,7	15100

Quando a resistência à compressão do concreto aos 28 dias ( $f_{cm}$ ) é conhecida,  $E_{ci}$  pode ser estimado pela equação 4.

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (\text{equação 8})$$

### 3.3.4 ACI 318:2011

A equação proposta pelo ACI 318:2011 para representar o módulo secante,  $E_{cs}$  do concreto correlaciona além da resistência à compressão, a massa específica do concreto ( $w_c$ ) com o módulo de elasticidade, visto que quanto mais denso um sólido, mais rígido e resistente à deformação ele será.

$$E_c = w_c^{1,5} \cdot 0,043 \cdot (f_{ck})^{1/2}, \text{MPa} \quad (\text{equação 9})$$

$E_c$  é o módulo secante definido como a inclinação da reta que passa pela origem do diagrama tensão – deformação e pelo ponto correspondente a uma tensão a  $0,45f_{ck}$ .

$w_c$  varia de 1440 a 2480 kg/m<sup>3</sup>.

Para concretos normais, com massa específica de um concreto convencional, adota-se uma expressão simplificada



$$E_{cs} = 4700 \cdot (f_{ck})^{1/2}, \text{ MPa} \quad (\text{equação 10})$$

O ACI ressalta que o valor obtido através dessas equações podem variar de 120% a 80%, dependendo do tipo de agregado utilizado no concreto. Considerando a equação  $E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$ , obtém-se a expressão do módulo de elasticidade tangente, na forma

$$E_{ci} = 5529,41 \cdot (f_{ck})^{1/2}, \text{ MPa} \quad (\text{equação 11})$$

### 3.3.5 EUROCODE 2:2004

O EUROCODE ressalta que o módulo de elasticidade do concreto é controlado pelo módulo de elasticidade de seus componentes, especialmente os agregados e propõe uma expressão para avaliação do módulo de elasticidade do concreto em função da resistência à compressão, considerando a origem mineralógica do agregado graúdo.

$$E_{cs} = 22000 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

$E_{cs}$  é o módulo de deformação secante, entre os pontos de tensão 0 e  $0,4f_{cm}$  aos 28 dias em MPa

$f_{cm}$  é a resistência média em MPa

$\alpha_E$  é o fator de correção em função do tipo de agregado:

$\alpha_E = 0,9$  para calcário;

$\alpha_E = 1,0$  para quartzito, gnaiss e granito;

$\alpha_E = 1,2$  para basalto;

Considerando a equação  $E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci}$ , obtém-se a expressão do módulo de elasticidade tangente, na forma

$$E_{ci} = 25882,35 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{1/3} \quad (\text{equação 13})$$

---

## 4. PROGRAMA EXPERIMENTAL: MATERIAIS E MÉTODOS

---

### 4.1 INTRODUÇÃO

Nos capítulos anteriores, buscou-se realizar uma revisão bibliográfica sobre os parâmetros que influenciam a resistência à compressão ( $f_c$ ) e o módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ). A resistência à compressão do concreto foi abordada tendo em vista que os modelos propostos em normas estimam o módulo de elasticidade a partir dos valores obtidos para a resistência à compressão do concreto.

Apresentaram-se definições para o estudo do módulo de elasticidade, curva tensão-deformação, ensaios de  $f_c$  e  $E_{ci}$ .

Para atingir os objetivos propostos, a metodologia adotada foi a experimental mediante a confecção de corpos de prova cilíndricos e posterior ensaio à compressão e de obtenção de módulo de elasticidade. Os valores obtidos nos grupos foram comparados entre si, bem como com aqueles obtidos pelas equações abordadas no item 3.3.

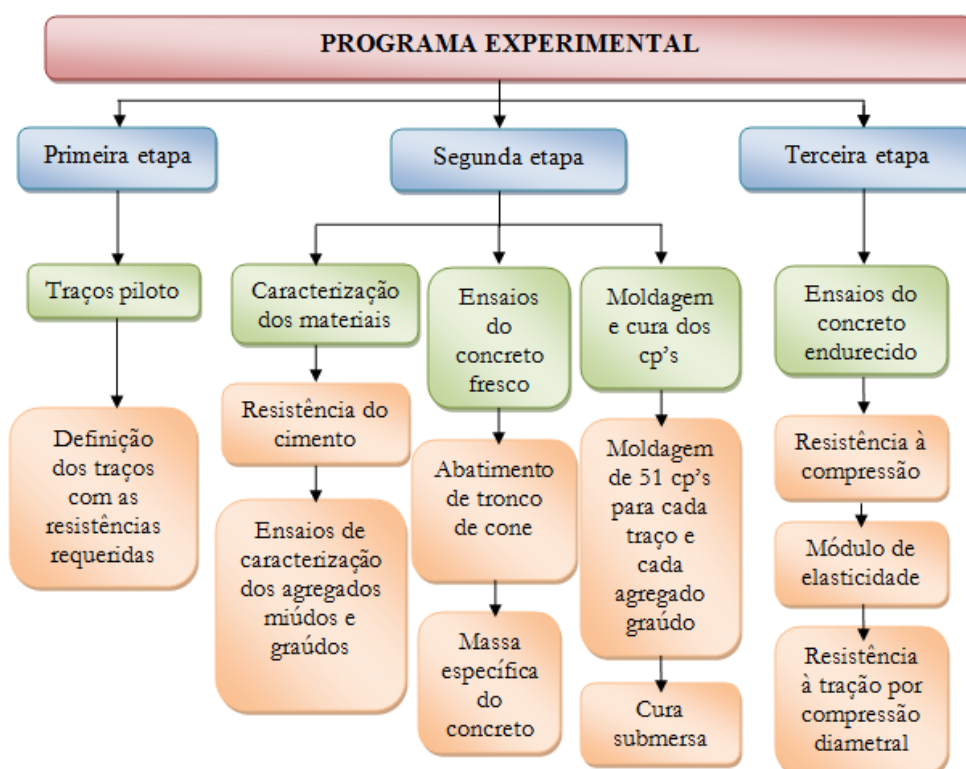
### 4.2 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS.

Para verificação da influência dos agregados graúdos no módulo de elasticidade do concreto, a metodologia empregada foi experimental. Foram definidas as resistências características à compressão de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa. Tais valores de resistência característica ( $f_{ck}$ ) justificam-se pelo fato de que a 20 MPa corresponde à menor resistência à compressão permitida por norma (ABNT NBR 6118:2007), já os outros valores correspondem a uma faixa de resistências comumente empregadas em obras executadas na região e estão classificados como concretos de resistência normal.

No experimento, foram moldados um total de 459 corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm), ou seja, 153 corpos de prova para cada tipo de agregado, sendo, 51 espécimes para cada traço de concreto mantidos na câmara úmida até a desmoldagem e logo após cura submersa, visando uniformizar a cura a qual todos os corpos de prova foram submetidos. Nas idades de 7 dias, 14 dias, 28 dias e 56 dias foram realizados os ensaios para determinação da resistência à compressão, módulo de elasticidade, resistência à tração por compressão diametral e coeficiente de Poisson. Os dois últimos, por não serem objetos principais desse trabalho, serão apresentados no apêndice. Foi possível acompanhar a evolução de tais propriedades com o tempo, comparando-se as médias e os desvios padrão para cada idade. O programa experimental é esquematizado conforme a Figura 46.

Dessa forma, este capítulo apresenta os parâmetros, os materiais, os concretos e os corpos de prova adotados, assim como também expõe a metodologia de ensaios para a obtenção dos resultados, visando atingir os objetivos propostos.

Figura 46 - Fluxograma das etapas do programa experimental.



Fonte: Autora

### 4.3 PARÂMETROS

Para a moldagem dos corpos de prova cilíndricos (10 cm x 20 cm) de concreto conforme prescrições da ABNT NBR 5738:2008 foram empregados os seguintes materiais que serão apresentados nos subitens a seguir:

- Aglomerante hidráulico: cimento Portland CP II – E – 32;
- Agregado miúdo: areia comum de leito de rio;
- Água da rede de distribuição local;
- Aditivo superplastificante.

A partir da análise dos aspectos atuantes no módulo de elasticidade do concreto, foram escolhidos os demais parâmetros para o estudo, a saber:

- Agregados graúdos de dimensão máxima igual a 19 mm (brita 1) provenientes de dois tipos de rochas: basalto e dolomito extraídos da região do Triângulo Mineiro;
- Relações água/cimento adotadas: 0,35, 0,45 e 0,53;
- Idade dos ensaios: 7 dias, 14 dias, 28 dias e 56 dias;
- Condições de cura: os corpos de prova foram mantidos na câmara úmida até a desmoldagem e em seguida submetidos à cura submersa até a data de realização dos ensaios;

Vale ressaltar que o abatimento de tronco de cone não foi fixado, visto que a variável de controle foi a resistência à compressão previamente definida.

Atentando para o aspecto de que os parâmetros de ensaio influenciam nos resultados do módulo de elasticidade, decidiu-se realizar as leituras de deformação através de *clip gages*, por apresentarem menor interferência nos resultados.

A escolha dos parâmetros citados anteriormente está fundamentada nos fatores que serão descritos a seguir. Primeiramente, a influência da porosidade da matriz da pasta de cimento e da zona de transição no módulo de elasticidade pôde ser estudada variando-se a relação água/cimento.

Os valores de relação a/c 0,53, 0,45 e 0,35 foram determinados de modo que fossem atingidos os valores de resistência à compressão característica propostos, a saber, 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa.

A utilização de agregados graúdos de origens mineralógicas distintas, comumente utilizados na moldagem de concretos no Triângulo Mineiro, possibilitou avaliar a influência de dois tipos de agregados graúdos no módulo de elasticidade do concreto.

Com a realização de ensaios em idades distintas, pôde-se avaliar o efeito da idade, ou do grau de hidratação, sobre o módulo de elasticidade do concreto. As idades dos ensaios foram escolhidas para que fossem obtidas as correlações em cada idade específica, que possibilitem o controle de desforma e retirada do escoramento (7 dias) e monitoramento do desenvolvimento do módulo de elasticidade.

Os concretos foram fabricados seguindo os procedimentos técnicos normativos. Para cada amostra, o concreto estudado foi produzido de uma única betonada.

A seguir é apresentada a caracterização dos materiais empregados na produção dos diversos concretos, a metodologia de dosagem e fabricação do concreto e da moldagem dos corpos de prova.

## **4.4 MATERIAIS CONSTITUINTES DO CONCRETO**

### **4.4.1 Cimento**

O cimento CP II-E-32 foi usado para a produção dos concretos por ser muito utilizado na região do Triângulo Mineiro. Sua composição de 6% a 34% de escória granulada de alto forno. As escórias de alto-forno são obtidas durante a produção de ferro-gusa nas indústrias siderúrgicas e se assemelham aos grãos de areia. Possuem a propriedade de ligante hidráulico muito resistente, ou seja, que reagem em presença de água, desenvolvendo características aglomerantes de forma muito semelhante à do clínquer. A composição química é essencialmente silicatos e aluminossilicatos de cálcio. A Tabela 7 apresenta as características físicas do cimento.

Tabela 7 – Caracterização física do cimento CP II – E -32

PROPRIEDADES FÍSICAS		CP II-E-32	Limites
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )		3,045	
Finura	Resíduo na peneira 200 µm (%)	1,56	
	Área específica (m <sup>2</sup> /kg)	388,7	≥ 2600
Tempo de pega (min)	Início de pega	169	≥ 60
	Fim de pega	215	≤ 600
Água de consistência normal (g)		150	
Resistência à compressão (MPa)	3 dias	17,29	≥ 10
	7 dias	22,28	≥ 20
	28 dias	31,27	≥ 32

#### 4.4.2 Agregado Miúdo

Utilizou-se como agregado miúdo a areia natural quartzosa, comumente utilizada na região do Triângulo Mineiro cuja caracterização é apresentada na Tabela 8. No caso da areia foi usado um único lote para todo o estudo.

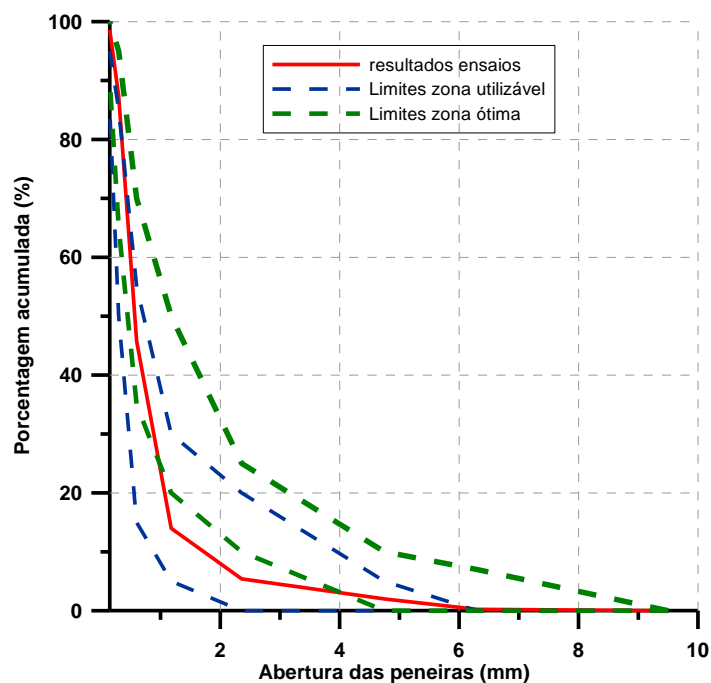
Tabela 8 – Caracterização do agregado miúdo

Agregado miúdo		
Ensaio realizado	Resultados	Valores permitidos
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,63	--
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,34	--
Dimensão máxima (mm)	4,75	--
Módulo de finura	2,53	--
Teor de materiais pulverulentos (%)	3,65	≤ 3,0% (NBR 7211)
Absorção de água (%)	1,22	--
Teor de argila em torrões (%)	0,15	≤ 3,0% (NBR 7211)

Com dimensão máxima característica de 4,75 mm e módulo de finura igual a 2,53 (ABNT NBR 7211:2009), esta areia é classificada comercialmente como areia média. Percebe-se também que o teor de argila satisfaz o critério normativo, entretanto o teor de material

pulverulento é maior do que o recomendado. A distribuição granulométrica da areia é apresentada na Figura 47.

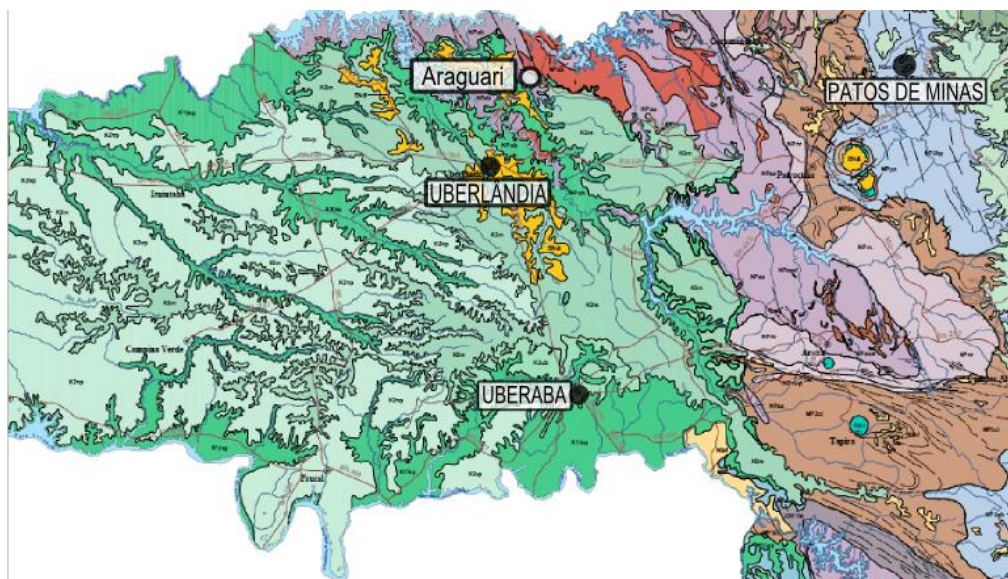
Figura 47 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado miúdo



#### 4.4.3 Agregado Graúdo

Para o estudo, foram selecionados dois tipos de agregados: basalto e dolomito obtidos de Uberlândia, Uberaba e Patos de Minas/MG. As cidades de Uberlândia e Uberaba estão localizadas na Bacia do Paraná e Patos de Minas pertence à Província de Tocantins (Figura 48).

Figura 48 – (a) Localização das cidades onde foram extraídos os agregados graúdos utilizados no estudo; (b) Representação esquemática do mapa geológico de Minas Gerais; (c) Localização geográfica de Minas Gerais



(a)



(1) Províncias de Tocantins; (2) Bacia do Paraná; (3) São Francisco; (4) Mantiqueira

(b)



(c)

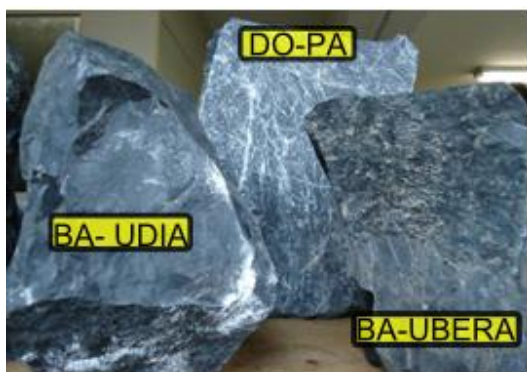
Fonte: CODEMIG (2003)

#### 4.4.3.1 Caracterização física das rochas

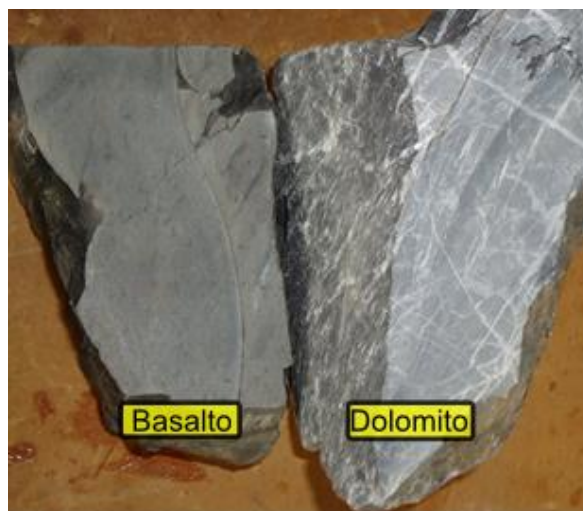
Com o intuito de caracterizar as rochas das quais foram extraídos os agregados, foram recolhidos vários blocos das respectivas jazidas, conforme as imagens da Figura 49 (a) e (b).



Figura 49 - (a), (b) Amostras das rochas estudadas



(a)



(b)

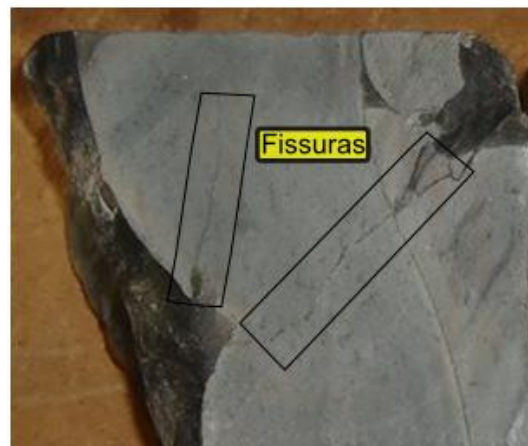
Fonte: Autora

Para a obtenção das propriedades das rochas o planejamento foi extrair testemunhos (5cmx10cm) para ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade. Entretanto, as amostras apresentaram fissuras facilmente perceptíveis (Figura 50 (b)).

Figura 50 – (a) Dolomito; (b) Fissuras em destaque no basalto



(a)



(b)

Fonte: Autora

Verificou-se também, que algumas das rochas apresentavam fissuras em vários blocos analisados no próprio local da retirada.

Durante a extração, ilustrada pela Figura 51, a maioria dos testemunhos não atingiu a altura esperada (10 cm) visto que a presença de fissuras internas nas amostras favoreceu a ruptura nesses pontos. Tais fissuras apresentam-se como caminhos preferenciais de ruptura durante a britagem da rocha e por apresentarem dimensões menores se comparada aos

testemunhos, estes defeitos não permanecem nos agregados graúdos. Como comprovado através da caracterização dos agregados graúdos pode-se afirmar que a brita extraída de tais rochas é de boa qualidade.

Figura 51 - Processo de extração dos testemunhos das rochas



(a)



(b)

Fonte: Autora

Na Figura 52 (a), (b) e (c) tem-se os testemunhos de basalto de Uberlândia e Uberaba e dolomito de Patos de Minas, respectivamente, é possível ver nitidamente a presença de fissuras. Na Figura 52 (d) os testemunhos extraídos do basalto de Uberlândia e Uberaba são apresentados.

Figura 52 - Testemunhos extraídos das rochas: (a) BA- UDIA; (b) BA- UBERA; (c) DO-PA; (d) BA-UBERA e BA-UDIA; (e) DO-PA; BA-UDIA; BA-UBERA



(a)

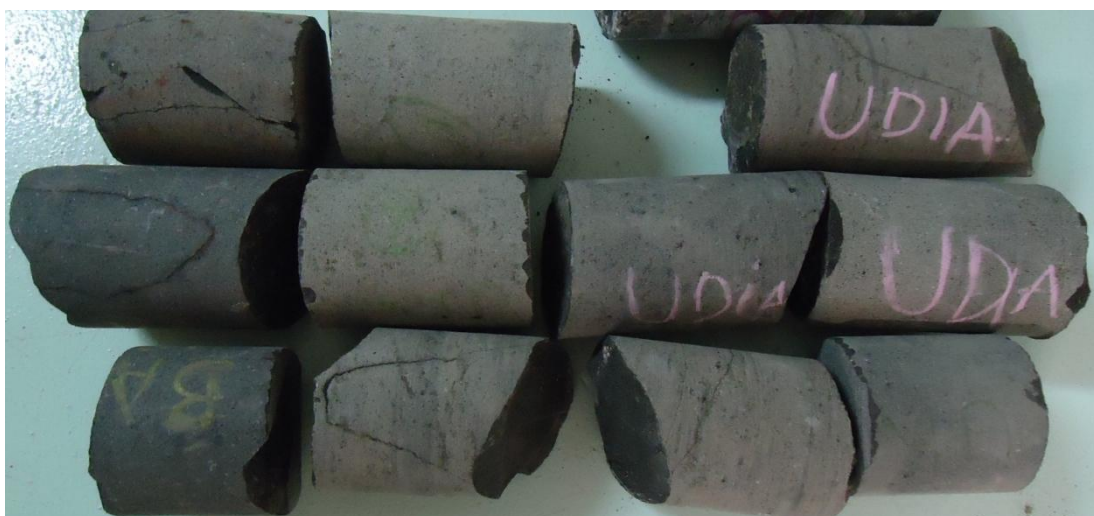


(b)





(c)



(d)



(e)

Fonte: Autora

Devido aos problemas encontrados nos testemunhos, a caracterização da rocha não foi efetuada, tomando-se para efeito deste trabalho, a caracterização desses agregados graúdos apresentada a seguir.

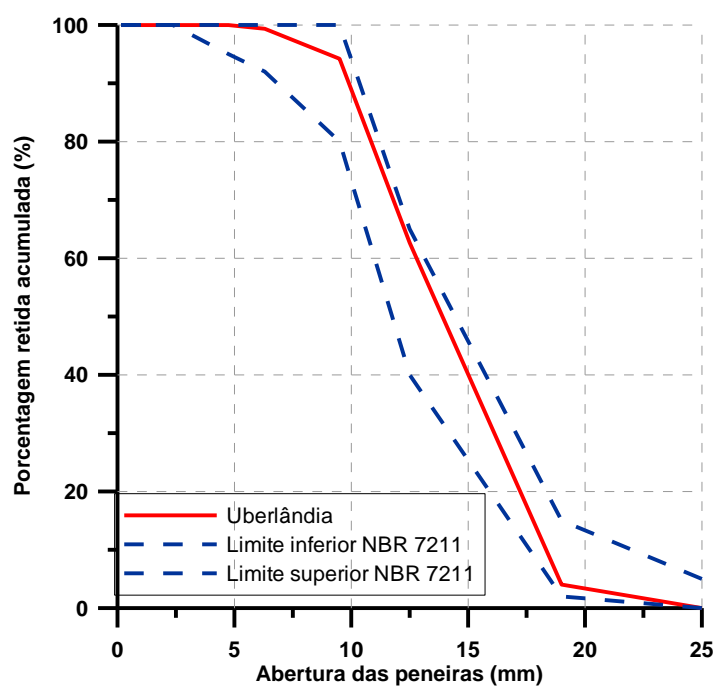
#### 4.4.3.2 Agregado de basalto – Uberlândia

Na Tabela 9 são apresentadas as características do basalto extraído de Uberlândia e na Figura 53 sua caracterização granulométrica.

Tabela 9 – Caracterização do agregado graúdo de basalto - UDIA

Agregado graúdo			
Ensaio realizado	Resultados	Valores permitidos	Método de ensaio
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,84	--	NBR NM 53
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,53	--	NBR NM 45
Dimensão máxima (mm)	19	--	NBR NM 248
Módulo de finura	6,98	--	NBR NM 248
Teor de materiais pulverulentos (%)	0,77	≤ 1,0% (NBR 7211)	NBR NM 46

Figura 53 – Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de basalto (UDIA)



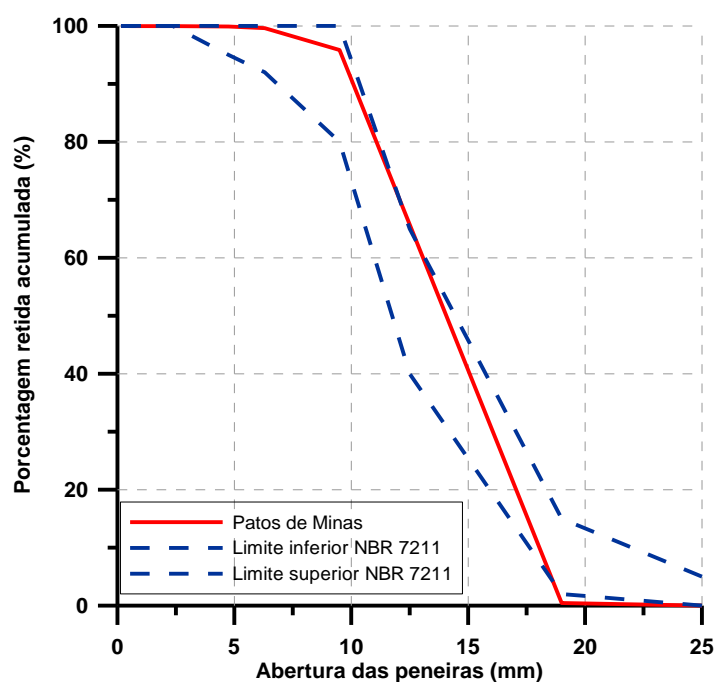
#### 4.4.3.3 Agregado de dolomito – Patos de Minas

Na Tabela 10 são apresentadas as características do dolomito extraído de Patos de Minas e na Figura 54 sua caracterização granulométrica.

Tabela 10 – Caracterização do agregado graúdo de dolomito

Agregado graúdo			
Ensaio realizado	Resultados	Valores permitidos	Método de ensaio
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,69	--	NBR NM 53
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,42	--	NBR NM 45
Dimensão máxima (mm)	19	--	NBR NM 248
Módulo de finura	6,96	--	NBR NM 248
Teor de materiais pulverulentos (%)	0,33	≤ 1,0% (NBR 7211)	NBR NM 46

Figura 54 - Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de dolomito (Patos de Minas)



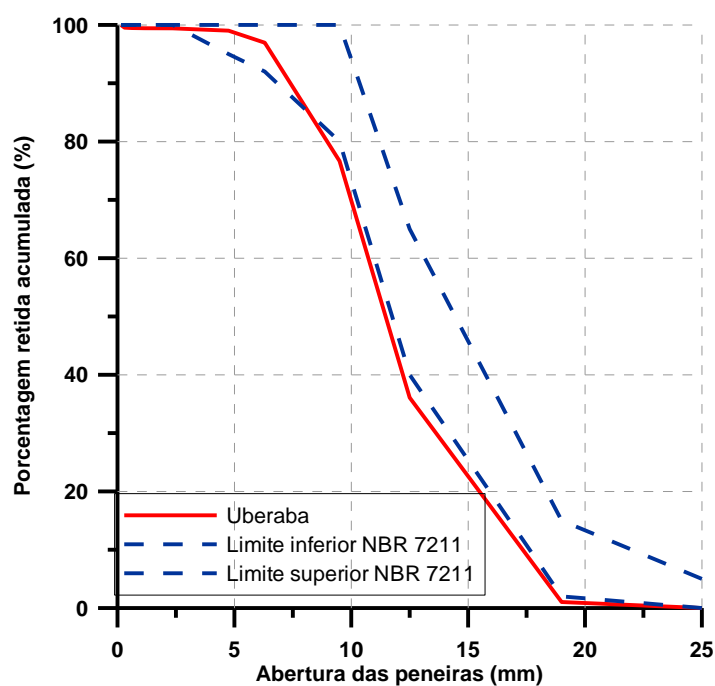
#### 4.4.3.4 Agregado de basalto – Uberaba

Na Tabela 11 são apresentadas as características do basalto extraído de Uberaba e na Figura 55 sua caracterização granulométrica.

Tabela 11 - Caracterização do agregado graúdo de basalto- UBERA

Agregado graúdo			
Ensaio realizado	Resultados	Valores permitidos	Método de ensaio
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,90	--	NBR NM 53
Massa unitária (g/cm <sup>3</sup> )	1,53	--	NBR NM 45
Dimensão máxima (mm)	19	--	NBR NM 248
Módulo de finura	7,73	--	NBR NM 248
Teor de materiais pulverulentos (%)	0,52	≤ 1,0% (NBR 7211)	NBR NM 46

Figura 55 - Resultado do ensaio de caracterização granulométrica do agregado graúdo de basalto (UBERA)



#### 4.4.4 Aditivo

O aditivo utilizado foi um superplastificante, com base química de policarboxilato e com alto índice de redução de água. Além disso, melhora consideravelmente a dispersão das partículas de cimento. Na Tabela 12 é apresentada as características fornecidas pelo fabricante.

Tabela 12 – Características do aditivo

<b>Característica</b>	<b>Valor do lote</b>
Aspecto	Líquido
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	1,135 a 1,175
pH	7 a 9
Base Química	éter policarboxílico
Sólidos (%)	43,5 a 47,5
Cor	castanho claro

#### 4.4.5 Água

Água potável fornecida pela rede pública.

### 4.5 DOSAGEM DO CONCRETO

Para a determinação dos traços, adotou-se o método IPT/EPUSP (Instituto de Pesquisa Tecnológicas do Estado de São Paulo) (1992), que se baseia na determinação de um traço inicial, obtido através de informações oriundas de experiências anteriores, a partir do qual se efetuam ajustes experimentais das propriedades em função dos materiais disponíveis para a produção do concreto (HELENE; TERZIAN, 1993).

O consumo de cimento por m<sup>3</sup> para cada traço é apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 – Dosagem dos concretos

<b>Traços</b>									
<b>Componentes</b>	<b>C20</b>			<b>C30</b>			<b>C40</b>		
Traço em massa	1:2,5:3,5:0,53			1:2:3:0,43			1:1,5:2,5:0,35		
Consumo de cimento	<b>UDIA</b>	<b>PA</b>	<b>UBERA</b>	<b>UDIA</b>	<b>PA</b>	<b>UBERA</b>	<b>UDIA</b>	<b>PA</b>	<b>UBERA</b>
	329	322	332	389	380	392	470	459	474

### 4.1 FABRICAÇÃO DO CONCRETO

Antes da pesagem dos materiais para a produção de cada traço, o teor de umidade da areia foi calculado e com este valor corrigiu-se a quantidade de água da mistura. Logo após foi feita a pesagem dos materiais (cimento, areia, agregado graúdo e água) em uma balança

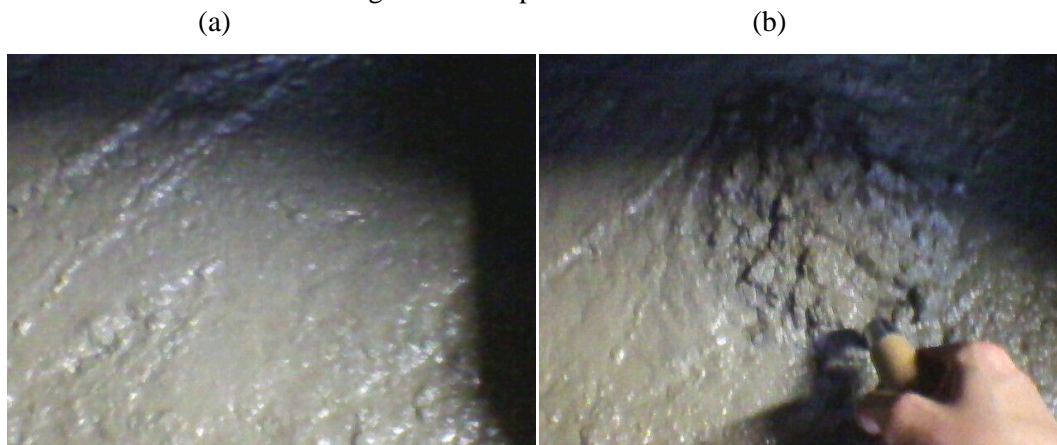
eletrônica. A quantidade de aditivo foi medida em um béquer graduado. Para cada traço foram produzidos 130 litros de concreto aproximadamente.

Foi feita a imprimação da betoneira com o traço 1: 2: 3: 0,65 deixando o material excedente cair livremente quando a betoneira estava com a abertura para baixo e em movimento como indicado por Helene e Terzian (1993).

Após lançar os materiais na betoneira na sequência (agregado graúdo, aproximadamente 30% da água de amassamento, agregado miúdo, cimento e o restante de água misturada ao aditivo), depois de 5 minutos, a betoneira era desligada e retirava-se todo o material aderido nas pás e superfície interna e então recomeçava o processo de mistura que durou em torno de 15 minutos.

Na Figura 56 (a), apresenta-se a superfície do concreto com teor ideal de argamassa, após nivelamento com auxílio da colher de pedreiro. Percebe-se que a superfície é compacta, sem vazios e não se apresenta áspera. Em (b) é notável a coesão da mistura.

Figura 56 – Aspecto do concreto



Fonte: Autora

Uma parte da mistura era então retirada para a realização do ensaio de abatimento do tronco de cone, ABNT NBR NM 67:1998 e determinação da massa específica do concreto no estado fresco, ABNT NBR NM 56:1996. Após a determinação do abatimento e massa específica, o material foi inserido na betoneira e misturado por cerca de 2 minutos.



## **4.2 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO FRESCO**

### **4.2.1 Consistência do concreto por abatimento de tronco de cone**

Realizaram-se diversos ensaios de abatimento do concreto para os traços estudados. Para efetivação desses ensaios seguiram-se os procedimentos recomendados na norma ABNT NBR NM 67:1998. Na Figura 57 observa-se o ensaio de abatimento de tronco de cone de um concreto com superfície compacta, evidenciando o teor adequado de argamassa.

Figura 57 – Ensaio de abatimento de tronco de cone



Fonte: Autora

### **4.2.2 Determinação da massa específica no estado fresco**

Para determinação da massa específica no estado fresco seguiu-se a norma ABNT NBR NM 56:1996 que recomenda o uso de um recipiente metálico com capacidade mínima de 15 dm<sup>3</sup>, que deve ser preenchido com três camadas adensadas com 25 golpes. A superfície deve ser rasada após o término da compactação (Figura 58). A massa específica é obtida pela razão entre a massa do concreto pelo volume conhecido do recipiente.

Figura 58- Pesagem do recipiente preenchido com concreto para determinação da massa específica



Fonte: Autora

### 4.3 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

Para a execução dos ensaios foram utilizados corpos de prova cilíndricos de dimensões 10 cm x 20 cm. Para cada traço foram moldados 51 corpos de prova. O adensamento do concreto foi feito de forma manual, em duas camadas e 15 golpes por camada, de acordo com ABNT NBR 5738:2008. O acabamento da face superior dos corpos de prova foi feito com colher de pedreiro.

Figura 59 – Formas cilíndricas 10cm x 20cm devidamente preparadas com desmoldante

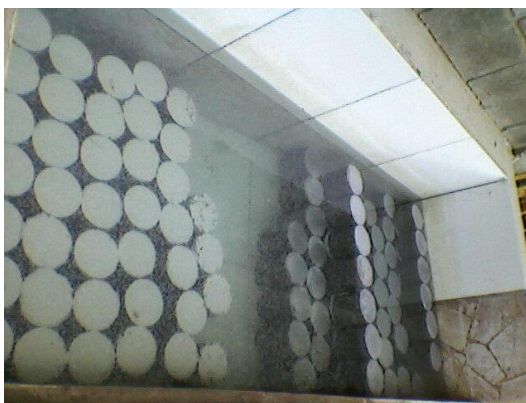


Fonte: Autora

#### 4.4 CURA DOS CORPOS DE PROVA

Até 24 horas após a moldagem dos corpos de prova, estes foram mantidos em câmara úmida e logo após transferido para um tanque (Figura 60), onde permaneceram submersos até a data de realização de cada ensaio.

Figura 60 – Cura dos corpos de prova



Fonte: Autora

#### 4.5 MÉTODOS DE ENSAIO

Os concretos endurecidos foram caracterizados pelos ensaios de módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ), resistência à compressão ( $f_c$ ) e resistência à tração por compressão diametral ( $f_{st}$ ) nas idades de 7 dias, 14 dias, 28 dias e 56 dias.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Uberlândia utilizando uma prensa eletromecânica. A prensa EMIC possui interface para conexão com o computador e instrumentação eletrônica para aquisição de dados como a carga, deformação e deslocamento. O sistema de medição de carga é composto por um transdutor de pressão hidráulico. A medição de deformação ocorre através de dois canais de extensômetros.

Figura 61 - Prensa Servo-Hidráulica da EMIC



Fonte: Autora

#### 4.5.1 Resistência à compressão ( $f_{cj}$ )

A determinação da resistência à compressão ( $f_{cj}$ ) para os 3 traços estudados compreendeu a realização de 3 (três) ensaios para cada uma das idades.

A regularização das faces de aplicação de carga dos corpos de prova (base e topo) foi feita com enxofre de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 5738:2008. O diâmetro utilizado para o cálculo da área da seção transversal foi determinado, com exatidão de  $\pm 0,1$  mm, pela média de dois diâmetros, medidos ortogonalmente na metade da altura do corpo de prova.

Figura 62 – Regularização das faces dos corpos de prova, capeamento feito com enxofre.



Fonte: Autora

Figura 63 - Ensaio de compressão de um corpo de prova de (100mm×200 mm)



Fonte: Autora

Durante o ensaio, a carga foi aplicada continuamente e sem choques, com velocidade de carregamento constante de  $(0,45 \pm 0,15)$  MPa/s.

#### 4.5.2 Módulo de elasticidade tangente inicial ( $E_{ci}$ )

A norma ABNT NBR 8522:2008 recomenda a utilização de instrumentos mecânicos, elétricos que possibilitem a realização do ensaio sem interferência dos operadores, com resolução de  $\pm 1 \times 10^{-3}$  mm e erro relativo máximo inferior a 1 %, sem, no entanto, especificar um tipo de instrumento em particular.

Montija (2007) estudou a influência de diversos tipos de medidores e concluiu que a instrumentação *clip gage* conduziu a menores resultados de dispersão do método de ensaio. Tal resultado foi justificado pelo autor pelo fato de que a influência dos procedimentos de

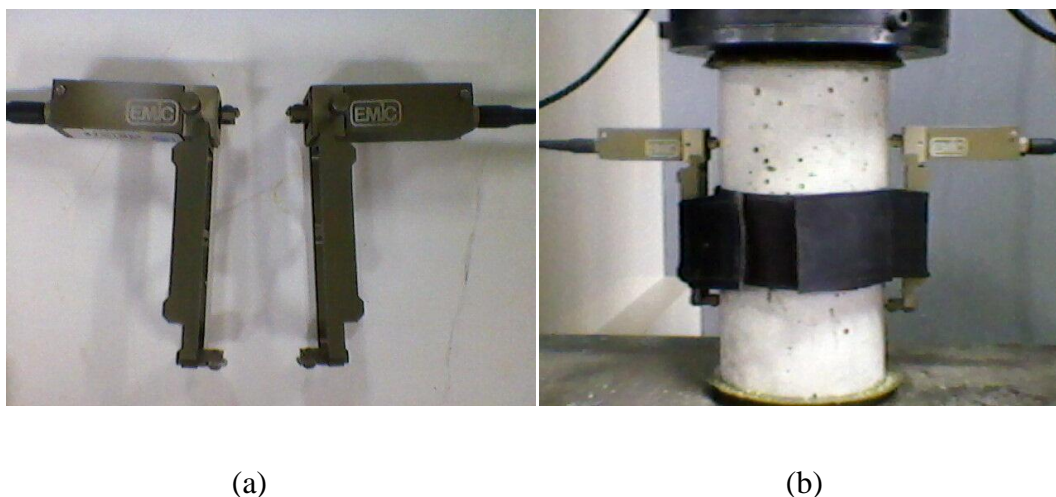


ensaio nos resultados é atenuada com o uso da instrumentação *clip gage*, principalmente em relação aos procedimentos do operador, pois não precisa realizar nenhum tratamento superficial nos corpos de prova ( no caso dos *strain gages*) ou posicionar e aparafusar o instrumento (compressômetro).

Assim como no trabalho de DeMarchi (2011), optou-se por utilizar a instrumentação *clip gage* devido a menor influência deste instrumento no resultado do ensaio.

Na Figura 64 são mostrados extensômetros elétricos de ancoragem tipo *clip gage* – os *strain gages* estão isolados nas pequenas caixas acopladas à ancoragem.

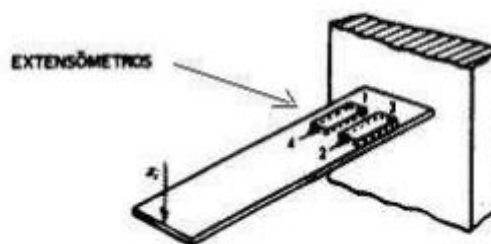
Figura 64 – (a) *Clip gages*; (b) *Clip gages* posicionados no corpo de prova



Fonte: Autora

Montija (2007) ressalta que os *clip gages* utilizam variações da aplicação dos *strain gages* colados ou de superfície. Os *strain gages* são colados nas faces superior e inferior da lâmina metálica de ancoragem no corpo de prova e a deformação correspondente ao deslocamento vertical da extremidade da lâmina em balanço será obtida através da deformação dos *strain gages*. Almeida (2004 *apud* MONTIJA, 2007) ilustra o funcionamento dos clip gages na Figura 65.

Figura 65 - Princípio de funcionamento dos *clip gages*



Fonte: Almeida (2004 *apud* Montija, 2007)

Antes da realização dos ensaios, o diâmetro e a altura dos corpos de prova devem ser determinados com 0,1 mm de precisão.

Os corpos de prova devem ser cilíndricos, com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, respeitando a proporção  $l/d=2$ . Para corpos de prova moldados, o diâmetro  $d$ , deve ser no mínimo quatro vezes o tamanho máximo nominal do agregado graúdo do concreto.

Dos 5 corpos de prova necessários para o ensaio do módulo de elasticidade, em dois corpos de prova devem ser determinada a resistência à compressão de acordo com ABNT NBR 5739:2007, para determinar o nível de carregamento a ser aplicado no ensaio de módulo.

Os corpos de prova devem ser centralizados nos pratos da prensa e os medidores de deformação posicionados de forma equidistantes dos extremos do corpo de prova.

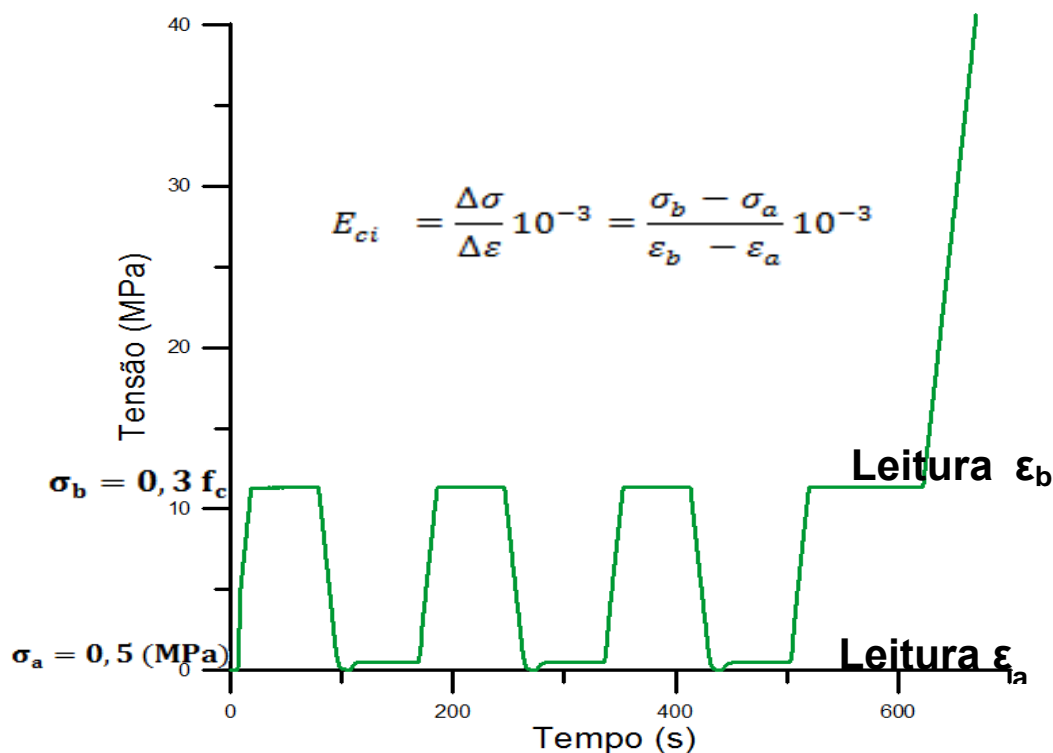
Após posicionar o corpo de prova na prensa e aplicar o carregamento, aumenta-se a aplicação de carga à velocidade de  $(0,25 \pm 0,05)$  MPa/s, até que seja alcançada uma tensão de, aproximadamente, 30 % da resistência à compressão média do concreto ( $\sigma_b$ ).

Este nível de tensão deve ser mantido por 60 s. Em seguida deve-se reduzir a carga à mesma velocidade do processo de carregamento até o nível da tensão básica ( $\sigma_a = 0,5 \pm 0,1$  MPa). Devem ser realizados mais dois ciclos de pré-carga adicionais, obedecendo às mesmas velocidades de carga e descarga e mantendo as tensões extremas ( $\sigma_a$  e  $\sigma_b$ ) constantes, alternadamente, durante 60 s cada.

Depois do último ciclo de pré-carga e do período de 60 s sob a tensão  $\sigma_a$  são medidas as

deformações específicas. Após o término das leituras de deformação, o corpo de prova deve ser carregado até sua ruptura. Caso a resistência efetiva à compressão do corpo de prova diferir de  $f_{cmj}$  em mais de 20 %, os resultados do corpo de prova devem ser descartados.

Figura 66 – Plano de carga para obtenção do módulo de elasticidade tangente inicial  $E_{ci}$  – Metodologia A - Tensão  $\sigma_a$  fixa



Para calcular o módulo de elasticidade,  $E_{ci}$ , em gigapascals utiliza-se a fórmula:

$$E_{ci} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} 10^{-3} \quad (\text{equação 14})$$

$\sigma_b$  é a tensão maior, em megapascals ( $\sigma_b = 0,3 f_c$ );

$\sigma_a$  é a tensão básica, em megapascals ( $\sigma_a = 0,5 \text{ MPa}$ );

$\epsilon_b$  é a deformação específica média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão maior;

$\epsilon_a$  é a deformação específica média dos corpos de prova ensaiados sob a tensão básica;



---

## 5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

---

### 5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios das propriedades mecânicas dos concretos produzidos. Primeiramente, serão apresentados os resultados dos ensaios realizados para caracterização do concreto fresco, a saber, abatimento de tronco de cone e massa específica. Posteriormente, serão apresentados e analisados os resultados de resistência à compressão, módulo de elasticidade dos concretos produzidos com o basalto (Uberlândia e Uberaba) e dolomito (Patos de Minas) comparando a evolução destas propriedades com a idade para os traços C20, C30 e C40. Em seguida, será feito um estudo comparativo dos valores obtidos experimentalmente com os valores estimados através das equações propostas pelas normas citadas anteriormente para o módulo de elasticidade. No apêndice serão apresentados os resultados da resistência à tração por compressão diametral e do coeficiente de Poisson.

### 5.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A nomenclatura adotada para apresentação dos resultados é composta pela resistência característica do concreto (C20, C30, C40), o tipo de agregado utilizado (BA- basalto; DO- dolomito) e a cidade onde foram extraídos tais agregados (UDIA- Uberlândia; PA- Patos de Minas; UBERA-Uberaba).

#### 5.2.1 Ensaios de caracterização do concreto fresco

##### 5.2.1.1 Abatimento de tronco de cone

Os valores dos abatimentos para os concretos produzidos com basalto (Uberlândia e Uberaba) e dolomito (Patos de Minas) são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Abatimentos dos concretos estudados

Traços	Abatimento (mm)		
	UDIA	PA	UBERA
C20	100	70	150
C30	200	170	160
C40	60	80	70

Nota-se que houve uma grande variação entre os concretos devido aos superplastificantes empregados. Em algumas betonadas o superplastificante estava com prazo próximo ao vencimento e a eficiência foi diferente levando a necessidade de colocação de um adicional que, em alguns casos ultrapassou o necessário. Porém, os traços seguiram os especificados.

#### 5.2.1.2 Massa específica no estado fresco

A massa específica dos concretos estudados é apresentada na Tabela 15.

Tabela 15 – Massa específica dos concretos estudados

Traços	Massa específica (kg/dm <sup>3</sup> )		
	UDIA	PA	UBERA
C20	2,23	2,26	2,41
C30	2,28	2,29	2,46
C40	2,50	2,43	2,55

### 5.2.2 Ensaios no concreto endurecido

As duas propriedades do concreto endurecido que serão abordadas neste item serão resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Como já mencionado, o interesse na resistência à compressão é a correlação com o módulo de elasticidade.

#### 5.2.2.1 Concreto com agregado graúdo de basalto - Uberlândia

Neste subitem serão analisados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de concretos produzidos com agregado graúdo de basalto, extraído de Uberlândia.

### 5.2.2.1.1 Resistência à compressão

Na Tabela 16 são apresentados os resultados médios dos ensaios para determinação da resistência à compressão dos concretos produzidos com agregado de Uberlândia.

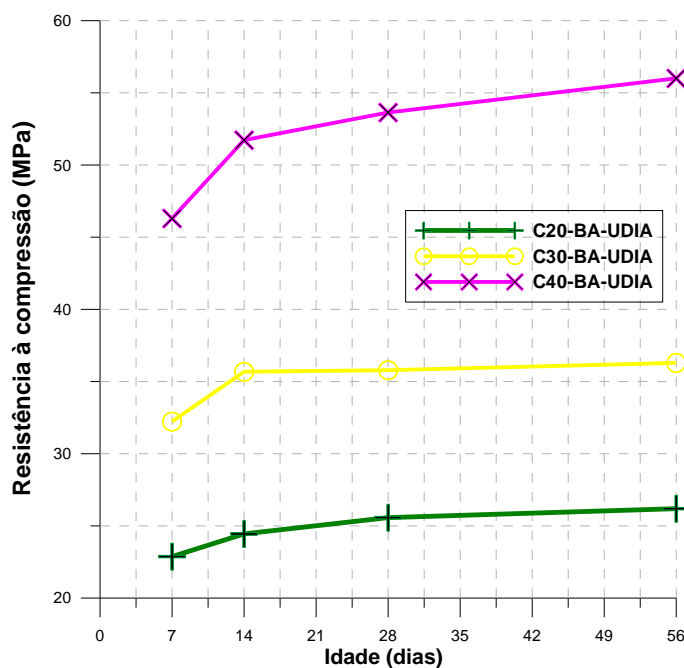
Tabela 16 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos produzidos com basalto

Traço	Resistência à compressão (MPa)				
	Idade	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
<b>C20-BA-UDIA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	22,87	24,44	25,57	26,19
	<b>S<sub>d</sub></b>	1,63	1,59	2,24	2,12
<b>C30-BA-UDIA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	32,22	35,67	35,78	36,29
	<b>S<sub>d</sub></b>	1,98	2,65	3,15	2,12
<b>C40-BA-UDIA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	46,49	51,72	53,63	56,00
	<b>S<sub>d</sub></b>	5,39	4,98	3,83	5,85

f<sub>cm</sub> = resistência média; S<sub>d</sub> = Desvio padrão

Como esperado, os resultados refletiram a influência da relação a/c sobre a resistência à compressão do concreto. Com a redução da relação a/c e aumento do consumo de cimento houve ganho expressivo desta propriedade.

Figura 67 – Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto



Percebe-se que as resistências características especificadas de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa foram atingidas, pois se utilizarmos a expressão  $f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot S_d$  na idade de 28 dias, resulta 21,87 MPa, 30,58 MPa e 47,31 MPa.

O comportamento no que tange à evolução da resistência à compressão com o tempo de ambos os traços é bastante similar (Figura 68). A norma ABNT NBR 6118: 2007 apresenta uma equação para estimativa da resistência à compressão do concreto ao longo do tempo. Esta equação é dada por

$$f_{cj} = \exp \left\{ s \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \cdot f_{c28dias} \quad (\text{equação 15})$$

Onde:

$f_{cj}$  resistência à compressão do concreto na idade de  $j$  dias;

$f_{c28 dias}$  resistência à compressão do concreto na idade de 28 dias;

$t$  idade do concreto em dias;

$s$  coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento:

$s = 0,20$  para cimento CP V ARI;

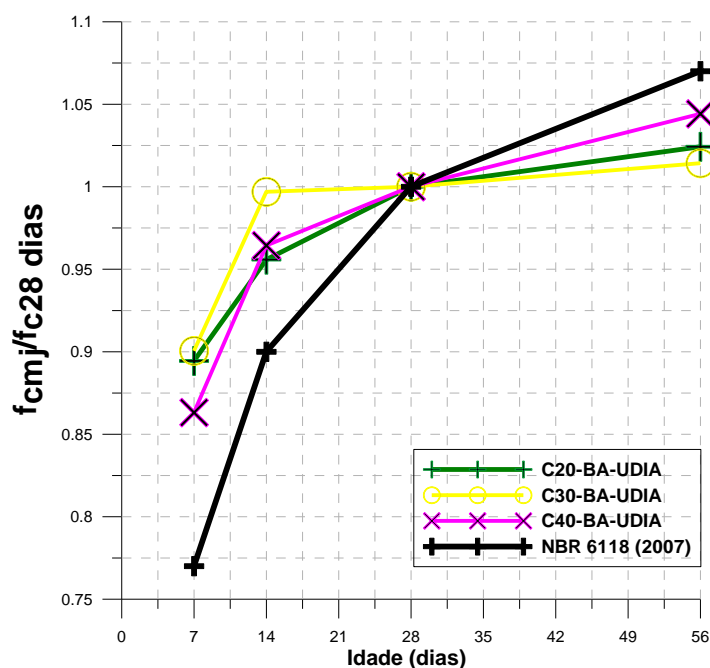
$s = 0,25$  para cimento CP I e CP II;

$s = 0,38$  para cimento CP III e CP IV;

Na Figura 68 tem-se o comparativo da evolução da resistência à compressão obtida para os concretos estudados e a prescrição da norma; adotou-se  $s = 0,25$  visto que o cimento utilizado foi CP II.

Até os 28 dias, os valores de  $f_{cmj}/f_{c28}$  foram maiores do que os valores estimados pela norma ABNT NBR 6118:2007, entretanto a partir desta idade os valores ficaram abaixo dos valores da norma.

Figura 68 - Comparativo da evolução da resistência à compressão



#### 5.2.2.1.2 Módulo de elasticidade

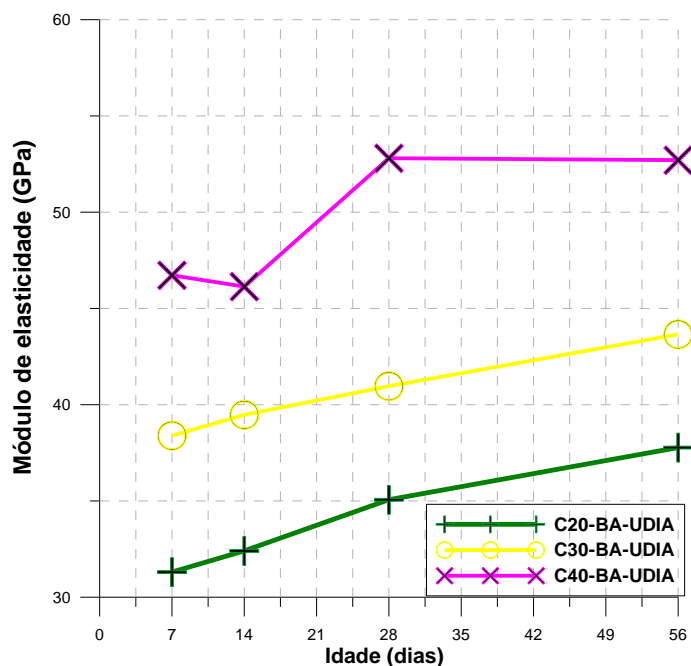
Na Tabela 17 são apresentados os resultados médios encontrados para os ensaios de módulo de elasticidade representados na Figura 69.

Tabela 17 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos concretos produzidos com agregado basáltico

Traço	Módulo de elasticidade (GPa)				
	Idade	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
C20-BA-UDIA	$E_{cim}$	31,3	32,4	35,06	37,77
	$S_d$	1,58	3,64	1,91	1,06
C30-BA-UDIA	$E_{cim}$	38,39	39,47	40,96	43,65
	$S_d$	2,92	1,83	3,16	1,95
C40-BA-UDIA	$E_{cim}$	46,72	46,13	52,80	52,73
	$S_d$	2,02	1,59	2,90	4,10

$E_{cim}$  = Módulo de elasticidade médio;  $S_d$ = Desvio padrão

Figura 69- Evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto



A evolução do módulo de elasticidade com o tempo pode ser estimada pela equação proposta pelo FIB Model Code 2010. Tal equação é dada por:

$$E_{cj} = \left\{ \exp \left[ s \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right] \right\}^{1/2} \cdot E_{c28dias} \quad (\text{equação 16})$$

Onde:

$E_{cj}$  módulo de elasticidade do concreto na idade de  $j$  dias;

$E_{c28 dias}$  módulo de elasticidade do concreto na idade de 28 dias;

$t$  idade do concreto em dias;

$s$  coeficiente de crescimento da resistência em função do tipo de cimento:

$s = 0,20$  para cimento CP V ARI;

$s = 0,25$  para cimento CP I e CP II;

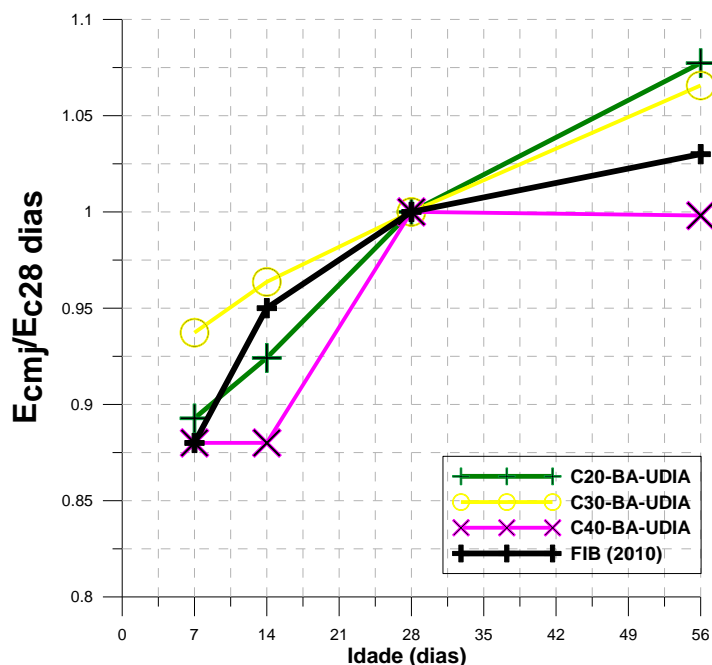
$s = 0,38$  para cimento CP III e CP IV;

Na Figura 70 tem-se o comparativo da evolução do módulo de elasticidade obtido para os concretos estudados e a prescrição do FIB Model Code 2010; adotou-se  $s = 0,25$  visto que o cimento utilizado foi CP II.

Os valores de  $E_{cmj}/E_{c28}$  encontrados para traço C30-BA-UDIA se mantiveram acima do estimado pelo FIB Model Code 2010 independente da idade analisada. Por outro lado, os valores de  $E_{cmj}/E_{c28}$  para o traço C20-BA-UDIA foram maiores do que os valores estimados pela norma, exceto na idade de 14 dias. Já o traço C40-BA-UDIA se manteve abaixo do proposto por tal norma em todas as idades analisadas.

A evolução de  $E_{ci}$  em todas as idades analisadas seguiu a tendência de evolução da resistência à compressão, observada na Figura 68 para os traços C20-BA-UDIA e C30-BA-UDIA (Figura 70). O concreto C20-BA-UDIA, após os 28 dias, teve uma taxa de crescimento que superou o concreto C30-BA-UDIA. Tal fato pode ser explicado pela maior disponibilidade de água presente no primeiro traço que proporcionou a contínua hidratação do cimento. Comprova-se que a influência da relação a/c nas propriedades mecânicas do concreto é mais expressiva nas idades iniciais. A tendência apresentada na resistência à compressão do concreto C40-BA-UDIA não foi acompanhada pelo módulo de elasticidade.

Figura 70 - Comparativo da evolução do módulo de elasticidade



### 5.2.2.2 Concreto com agregado graúdo de dolomito - Patos de Minas

Neste subitem serão analisados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de concretos produzidos com agregado graúdo de dolomito, extraído de Patos de Minas.

#### 5.2.2.2.1 Resistência à compressão

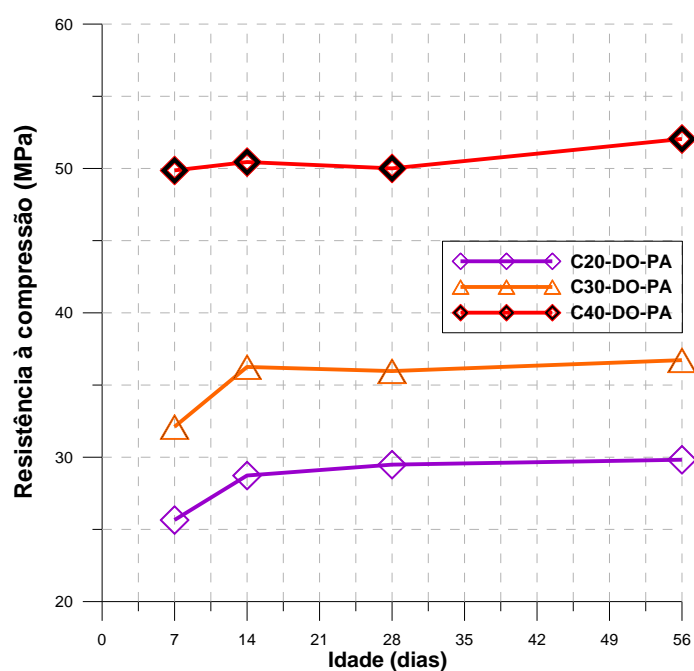
Na Tabela 18 são apresentados os resultados dos ensaios para determinação da resistência à compressão para os traços C20, C30 e C40.

Tabela 18 - Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos produzidos com dolomito

Traço	Resistência à compressão (MPa)				
	Idade	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
C20-DO-PA	$f_{cm}$	25,65	28,73	29,48	29,82
	$S_d$	1,06	1,81	1,7	1,65
C30-DO-PA	$f_{cm}$	32,1	35,63	35,61	36,72
	$S_d$	2,44	2,11	1,08	1,39
C40-DO-PA	$f_{cm}$	49,86	50,44	49,54	52,04
	$S_d$	3,87	4,47	2,00	4,98

$f_{cm}$  = resistência média calculada;  $S_d$  = Desvio padrão

Figura 71 - Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos produzidos com dolomito

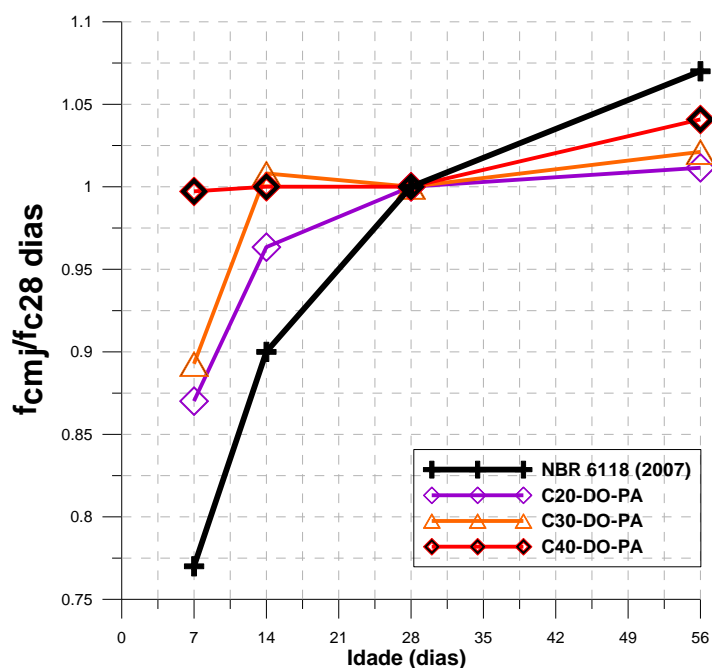




Percebe-se que as resistências características especificadas de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa foram atingidas, pois se utilizarmos a expressão  $f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot S_d$  na idade de 28 dias, resulta 26,67 MPa, 33,83 MPa e 46,24 MPa.

O comportamento no que tange à evolução da resistência à compressão com o tempo de ambos os traços pode ser observado na Figura 72. A equação 21 proposta pela norma ABNT NBR 6118:2007 estimou valores inferiores até a idade de 28 dias. A partir desta idade superestimou a evolução da resistência para os três traços estudados. O traço C40-DO-PA apresentou maior evolução em todas as idades, seguido dos traços C30-DO-PA e C20-DO-PA.

Figura 72 – Comparativo da evolução da resistência com o tempo



#### 5.2.2.2.2 Módulo de elasticidade

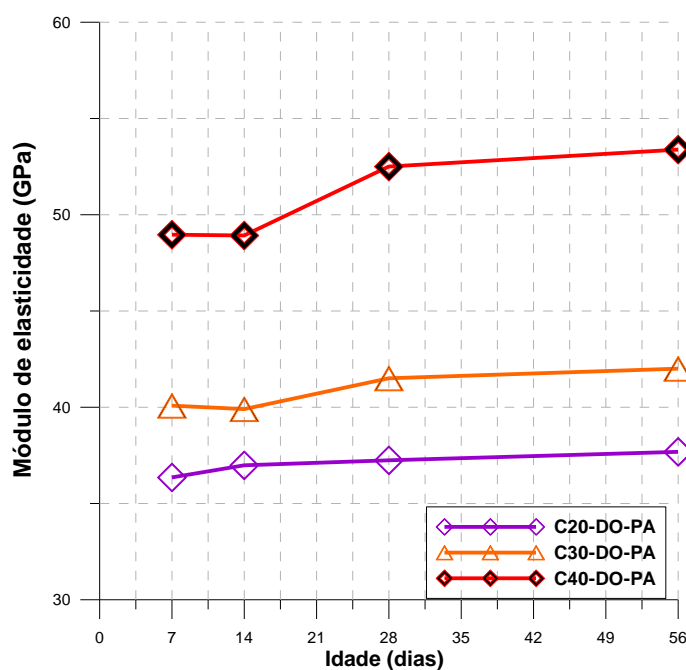
Na Tabela 19 são apresentados os resultados encontrados para os ensaios de módulo de elasticidade representados na Figura 73.

Tabela 19 - Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos concretos produzidos com agregado dolomítico

Traço	Módulo de elasticidade (GPa)				
	Idade	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
C20-DO-PA	$E_{cim}$	36,35	36,98	37,24	37,68
	$S_d$	1,72	1,51	2,3	1,98
C30-DO-PA	$E_{cim}$	40,08	39,90	41,50	42
	$S_d$	1,72	0,44	0,92	4,66
C40-DO-PA	$E_{cim}$	48,97	48,53	52,45	53,38
	$S_d$	2,10	1,25	3,18	2,59

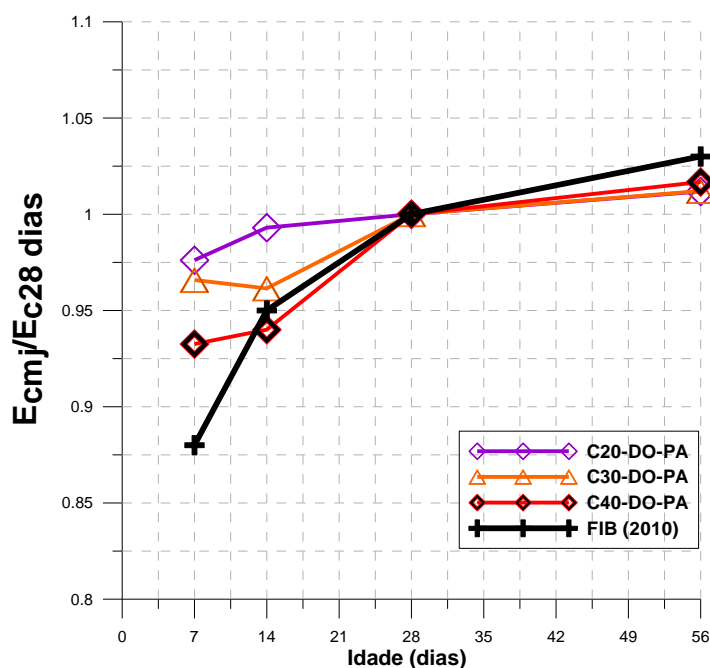
$E_{cim}$  = módulo de elasticidade médio;  $S_d$  = Desvio padrão

Figura 73 - Evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo para os concretos produzidos com dolomito



Na Figura 74 tem-se o comparativo da evolução do módulo de elasticidade obtido para os concretos estudados e a prescrição do FIB Model Code 2010. Os resultados para os três traços foram superestimados após os 28 dias. A equação proposta pela norma estimou valores inferiores até essa idade, exceto para o traço C40-DO-PA.

Figura 74 - Comparativo da evolução do módulo de elasticidade



### 5.2.2.3 Concreto com agregado graúdo de basalto - Uberaba

Neste subitem serão analisados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade de concretos produzidos com agregado graúdo de basalto, extraído de Uberaba.

#### 5.2.2.3.1 Resistência à compressão

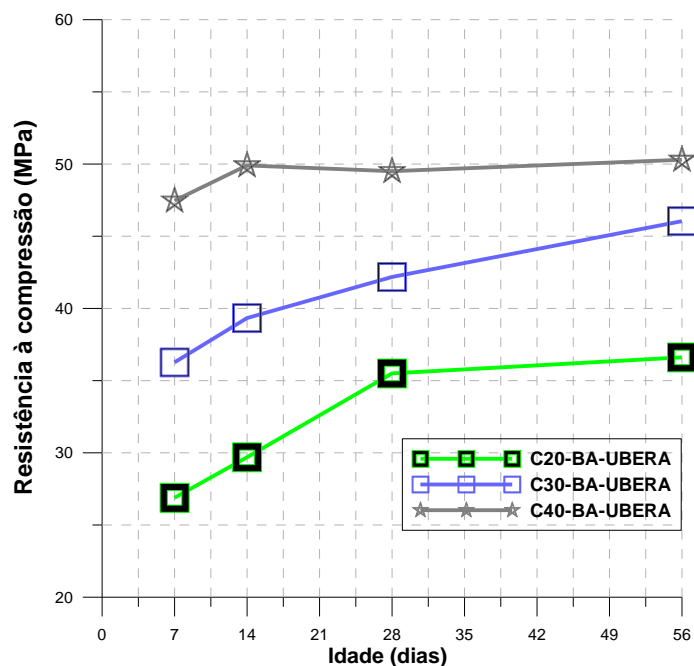
Na Tabela 20 são apresentados os resultados dos ensaios para determinação da resistência à compressão para os traços C20, C30 e C40.

Tabela 20 - Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos produzidos com basalto

Traço	Resistência à compressão (MPa)				
	Idade	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
<b>C20-BA-UBERA</b>	$f_{cm}$	26,88	29,69	35,50	36,61
	$S_d$	1,67	2,33	1,36	1,89
<b>C30-BA-UBERA</b>	$f_{cm}$	36,26	39,33	42,18	46,04
	$S_d$	1,73	1,48	0,85	3,93
<b>C40-BA-UBERA</b>	$f_{cm}$	47,46	49,90	49,50	50,29
	$S_d$	3,35	2,81	2,89	2,12

$f_{cm}$  = resistência média;  $S_d$  = Desvio padrão

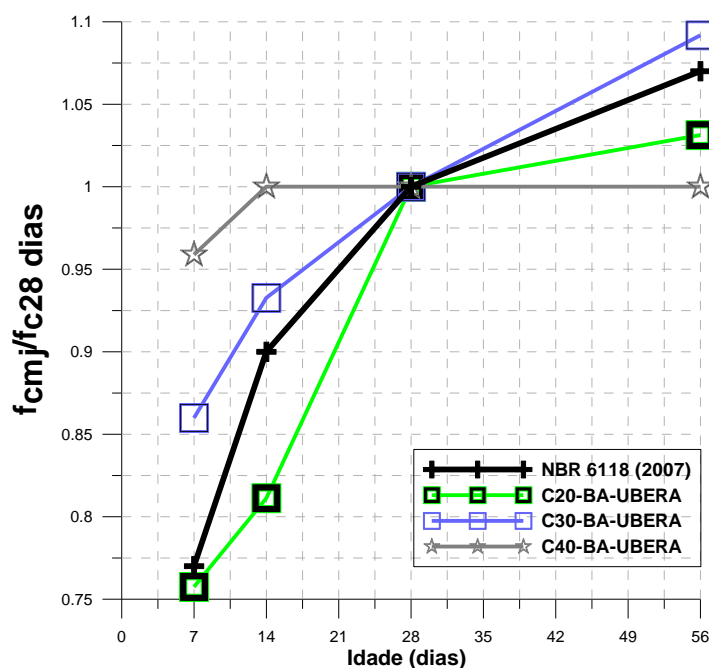
Figura 75 – Evolução da resistência à compressão ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto



Percebe-se que as resistências características especificadas de 20 MPa, 30 MPa e 40 MPa foram atingidas, pois se utilizarmos a expressão  $f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \cdot S_d$  na idade de 28 dias, resulta 33,25 MPa, 40,77 MPa e 44,73 MPa. Os valores encontrados para C20 e C30 foram bem superiores, porém, como a análise é comparativa isto será considerado quando da análise.

Na Figura 76 tem-se o comparativo da evolução da resistência à compressão obtida para os concretos estudados e a prescrição da norma. Até os 28 dias, os valores de  $f_{cmj}/f_{c28}$  foram maiores do que os valores estimados pela norma, exceto para o concreto C20-BA-UBERA entretanto a partir desta idade a norma ABNT NBR 6118:2007 superestimou os valores para os traços C20-BA-UBERA e C40-BA-UBERA.

Figura 76 – Comparativo da evolução da resistência à compressão



#### 5.2.2.3.2 Módulo de elasticidade

Na Tabela 21 são apresentados os resultados encontrados para os ensaios de módulo de elasticidade representados na Figura 77.

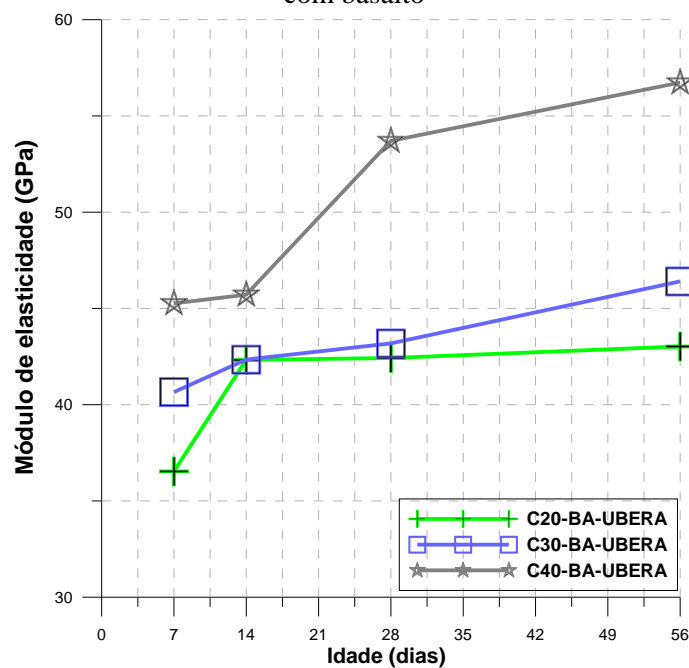
Tabela 21 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos concretos produzidos com agregado basáltico de Uberaba

Traço	Módulo de elasticidade (GPa)				
	Idade	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
C20-BA-UBERA	$E_{cim}$	36,50	42,32	42,38	43,02
	$S_d$	2,88	4,39	1,25	4,24
C30-BA-UBERA	$E_{cim}$	40,65	42,35	43,17	46,40
	$S_d$	3,71	4,06	5,72	4,30
C40-BA-UBERA	$E_{cim}$	45,26	45,72	53,70	56,72
	$S_d$	2,01	4,74	5,07	2,14

$E_{cim}$  = Módulo de elasticidade médio;  $S_d$  = Desvio padrão

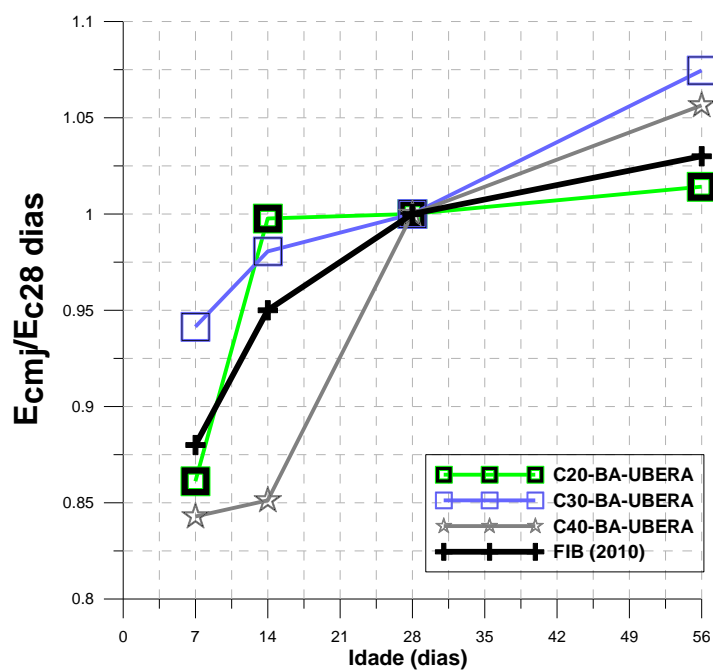
Verifica-se que o módulo de elasticidade não seguiu a mesma tendência encontrada na resistência à compressão. Nota-se que, em geral, a variabilidade dos resultados para o módulo de elasticidade foi superior que a da resistência à compressão. Este pode ser o fato que fez com que a tendência não fosse mantida.

Figura 77- Evolução do módulo de elasticidade ao longo do tempo para os concretos produzidos com basalto



Na Figura 78 tem-se o comparativo da evolução do módulo de elasticidade obtido para os concretos estudados e a prescrição do FIB Model Code 2010.

Figura 78 - Comparativo da evolução do módulo de elasticidade



### 5.2.3 Análise comparativa entre os concretos produzidos com agregados de diferentes origens mineralógicas

Serão analisados os resultados obtidos para o módulo de elasticidade e resistência à compressão dos concretos produzidos com basalto e dolomito.

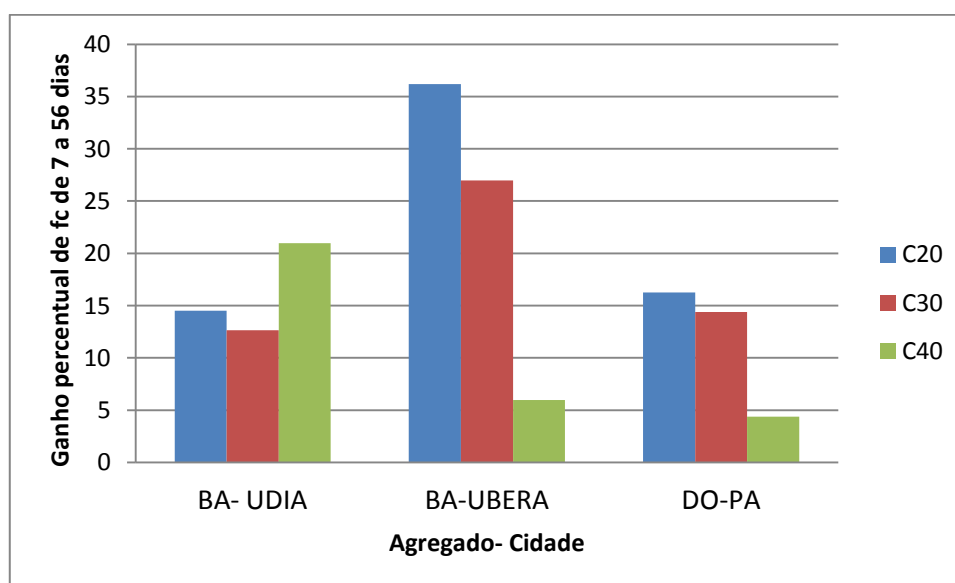
#### 5.2.3.1 Resistência à compressão

A análise da Tabela 22 e Figura 79 revela que o traço C20-BA-UBERA o ganho na resistência à compressão dos 7 aos 56 dias atingiu 36,19%, já o traço C20-BA-UDIA apresentou ganho na resistência à compressão dos 7 aos 56 dias foi da ordem de 14,51%; para o traço C20-DO-PA o ganho foi atingindo 16,25% dos 7 aos 56 dias.

O ganho de resistência à compressão dos 7 aos 56 dias para o traço C30-BA-UBERA foi de 26,97%, para o traço C30-BA-UDIA foi de 12,63% e o traço C30-DO-PA apresentou um ganho neste período de 14,39%.

O ganho de resistência à compressão dos 7 aos 56 dias para o traço C40-BA-UDIA foi de 20,97% e para o traço C40-BA-UBERA foi de 5,96% e o traço C30-DO-PA apresentou um ganho neste período de 4,37%.

Figura 79 – Ganho percentual da resistência à compressão dos 7 dias aos 56 dias



Em suma, o concreto produzido com agregado dolomítico, independentemente da classe de resistência, foi aquele que apresentou menor ganho de resistência à compressão dos 7 aos

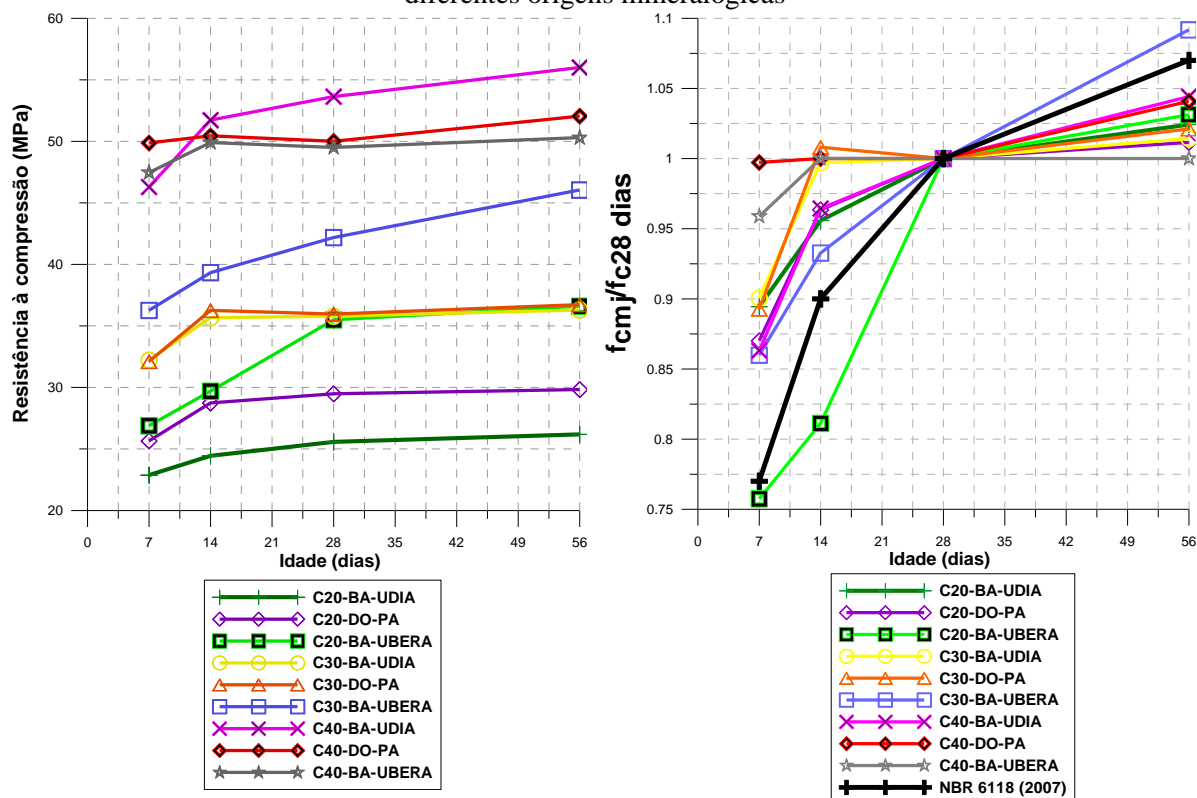
56 dias, 11,67% em média. Para os concretos produzidos com agregado basáltico, exceto para a classe C40, o concreto produzido com basalto extraído de Uberaba apresentou maior ganho de resistência com o tempo, em média 31,58 %.

Tabela 22 – Resultados do ensaio de resistência à compressão dos concretos produzidos com basalto e dolomito

Traço		Resistência à compressão (MPa)			
		7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
<b>C20-BA-UDIA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	22,87	24,44	25,57	26,19
<b>C20-DO-PA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	25,65	28,73	29,48	29,82
<b>C20-BA-UBERA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	26,88	29,69	35,50	36,61
<b>C30-BA-UDIA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	32,22	35,67	35,78	36,29
<b>C30-DO-PA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	32,1	35,63	35,61	36,72
<b>C30-BA-UBERA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	36,26	39,33	42,18	46,04
<b>C40-BA-UDIA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	46,29	51,72	53,63	56,00
<b>C40-DO-PA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	49,86	50,44	49,54	52,04
<b>C40-BA-UBERA</b>	<b>f<sub>cm</sub></b>	47,46	49,90	49,50	50,29



Figura 80 - Comparação da resistência à compressão entre concretos produzidos com agregados de diferentes origens mineralógicas



A equação 20 proposta pela ABNT NBR 6118:2007 para avaliação do ganho de resistência à compressão com o tempo se mostrou segura até os 28 dias, exceto para o traço C20-BA-UBERA. Após essa idade, os valores da norma foram superiores para a resistência à compressão, exceto para o concreto C30-BA-UBERA. Alhadas (2009) confirmou a boa aproximação da curva proposta pela norma brasileira aos dados experimentais até os 28 dias.

### 5.2.3.2 Módulo de elasticidade

Na Tabela 23 são apresentados os resultados médios do módulo de elasticidade dos concretos estudados.

Tabela 23 - Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos concretos produzidos com basalto e dolomito

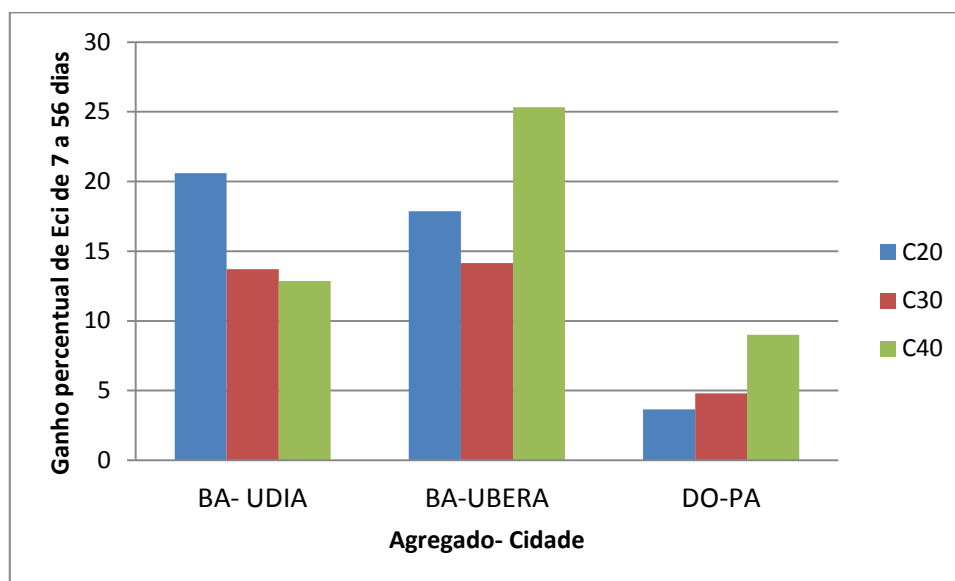
Traço	Módulo de elasticidade (GPa)				
		7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
<b>C20-BA-UDIA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	31,3	32,4	35,06	37,77
<b>C20-DO-PA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	36,35	36,98	37,24	37,68
<b>C20-BA-UBERA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	36,50	42,32	42,38	43,02
<b>C30-BA-UDIA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	38,39	39,47	40,96	43,65
<b>C30-DO-PA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	40,08	39,90	41,50	42
<b>C30-BA-UBERA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	40,65	42,35	43,17	46,40
<b>C40-BA-UDIA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	46,72	46,13	52,80	52,73
<b>C40-DO-PA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	48,97	48,53	52,45	53,38
<b>C40-BA-UBERA</b>	<b>E<sub>ci</sub></b>	45,26	45,72	53,70	56,72

Ao compararmos os resultados dos módulos de elasticidade, constata-se que o ganho dos 7 aos 56 dias para o concreto C20-BA-UBERA atingiu 17,86% sendo superado pelo traço C20-BA-UDIA cujo ganho no módulo de elasticidade dos 7 aos 56 dias foi da ordem de 20,6%; para o traço C20-DO-PA o ganho foi menos expressivo atingindo 3,65% dos 7 aos 56 dias.

O comportamento dos concretos produzidos com basalto foi similar, visto que o ganho de módulo de elasticidade dos 7 dias aos 56 dias para o traço C30-BA-UDIA foi de 13,7% e para o traço C30-BA-UBERA foi de 14,14% e o traço C30-DO-PA apresentou um ganho neste período de 4,79%.

O ganho de módulo de elasticidade dos 7 dias aos 56 dias para o traço C40-BA-UDIA foi de 12,86% e para o traço C40-BA-UBERA foi de 25,32% e o traço C40-DO-PA apresentou um ganho neste período de 9,00%. Os ganhos percentuais do módulo de elasticidade no período estudado são apresentados na Figura 81.

Figura 81- Ganho percentual do módulo de elasticidade de 7 dias a 56 dias



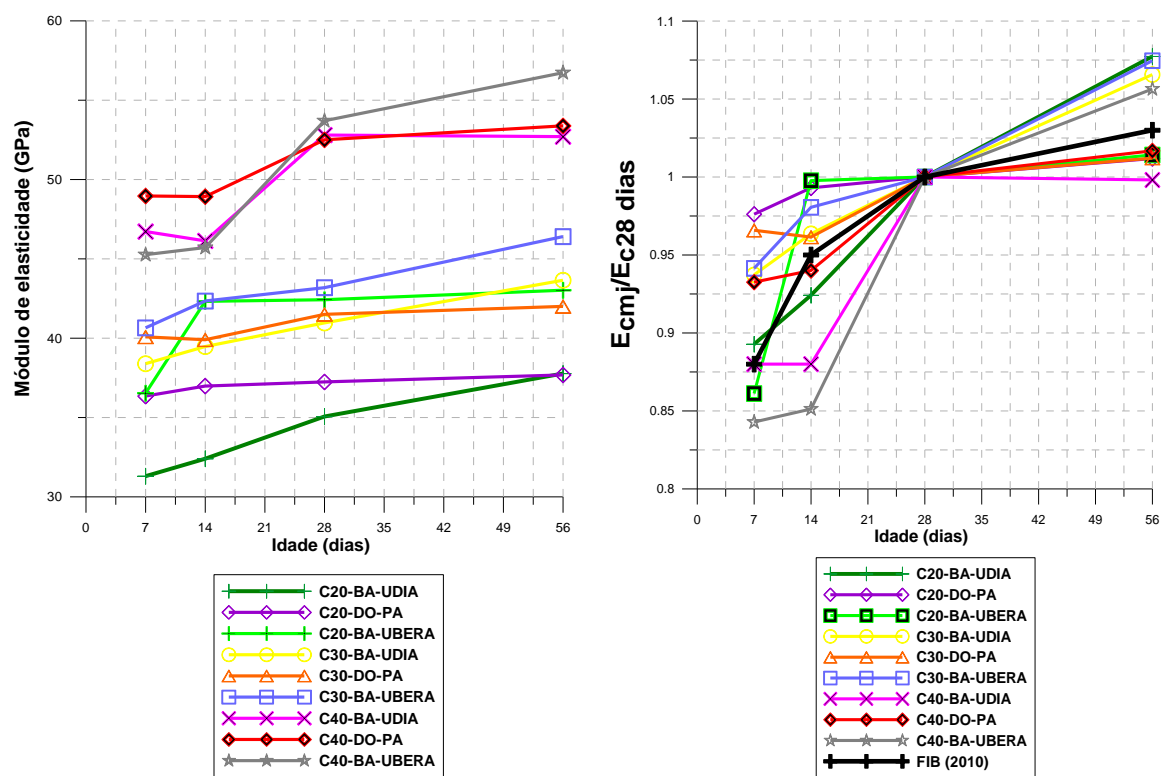
Em resumo, o concreto produzido com agregado dolomítico, independentemente da classe de resistência, foi aquele que apresentou menor ganho de módulo dos 7 dias aos 56 dias, 5,81% em média. Para os concretos produzidos com agregado basáltico, exceto para a classe C20, o concreto produzido com basalto extraído de Uberaba apresentou maior ganho de módulo com o tempo, em média 19,73%.

Este fato reforça a teoria de que quanto maior a resistência do concreto, maior a influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade. O agregado basáltico extraído de Uberaba possui maior massa específica se comparado ao basalto de Uberlândia, para o concreto C20, a pasta de cimento, mais enfraquecida por ser mais porosa foi determinante na diferença entre os módulos dos concretos produzidos com tais agregados e sobrepôs-se ao efeito do agregado; já para os concretos da classe C30, o ganho foi praticamente o mesmo e para o traço C40 os concretos produzidos com agregado extraído de Uberaba apresentaram o dobro de ganho se comparados aos produzidos com agregado de Uberlândia, ou seja, a matriz menos porosa, resultado de uma relação a/c baixa propiciou a transferência de esforços para o agregado, cuja densidade contribui para a rigidez do compósito.

Até os 28 dias, os valores de  $E_{cmj}/E_{c28}$  encontrados para traço C20-BA-UDIA, C40-BA-UBERA e C40-BA-UDIA se mantiveram abaixo do estimado pelo FIB Model Code (2010). Após 28 dias,

os valores para os traços produzidos com dolomito foram superestimados pela norma citada e o traço C40-BA-UDIA.

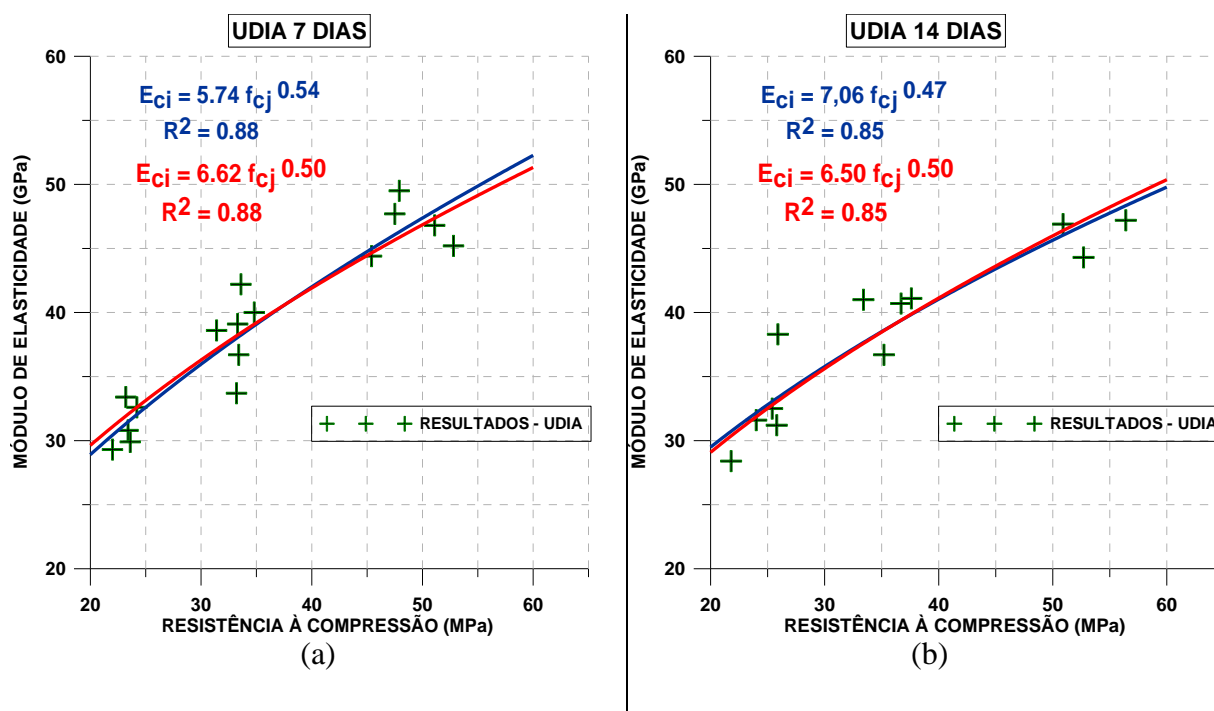
Figura 82 - Comparação do módulo de elasticidade entre concretos produzidos com agregados de diferentes origens mineralógicas



### 5.2.3.3 Resistência à compressão x módulo de elasticidade

Nos gráficos das Figura 83, Figura 84 e Figura 85 são representados os resultados médios em cada idade e as equações exponenciais que melhor se ajustam. Nas figuras são apresentadas as equações que melhor se ajustam aos resultados encontrados. O expoente de 0,50 conduziu a uma boa aproximação independente das idades, exceto para o concreto com BA-UBERA.

Figura 83 – Resistência à compressão x módulo de elasticidade BA-UDIA



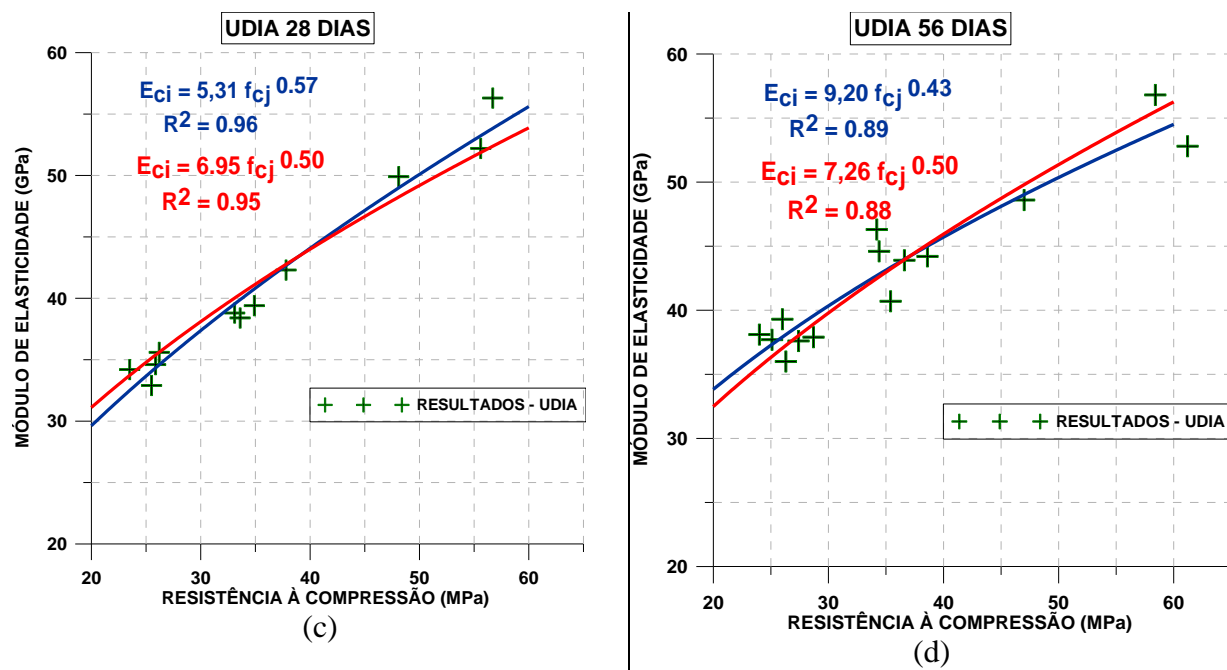
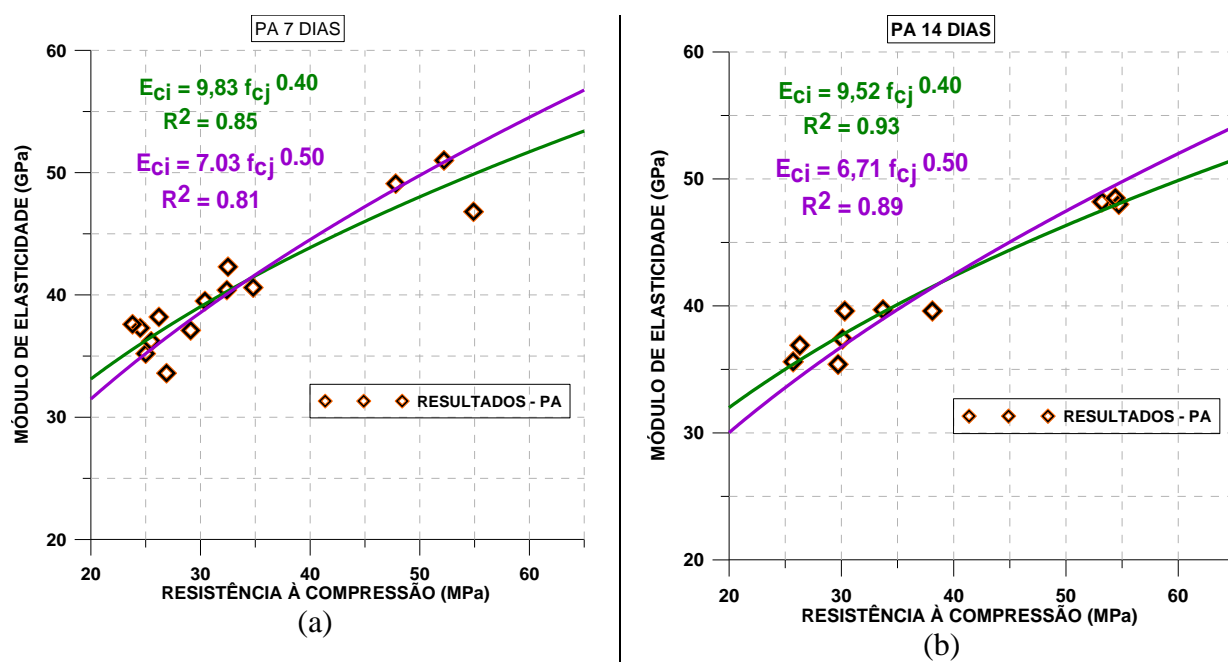


Figura 84 – Resistência à compressão x módulo de elasticidade DO-PA



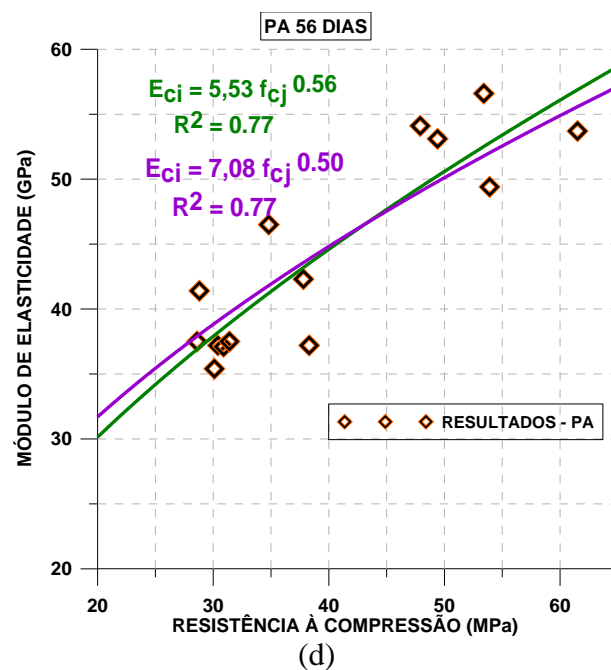
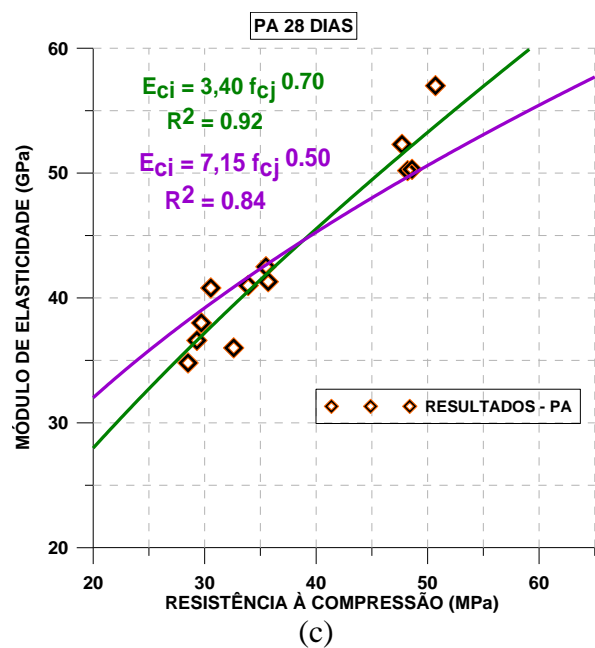
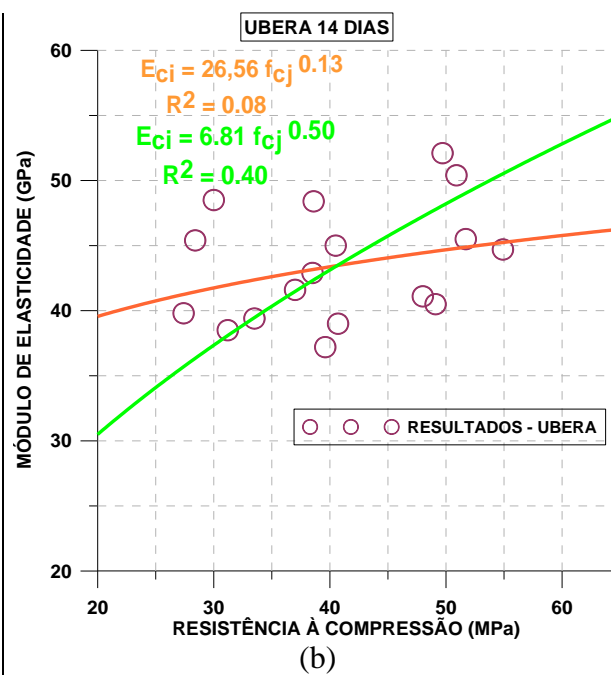
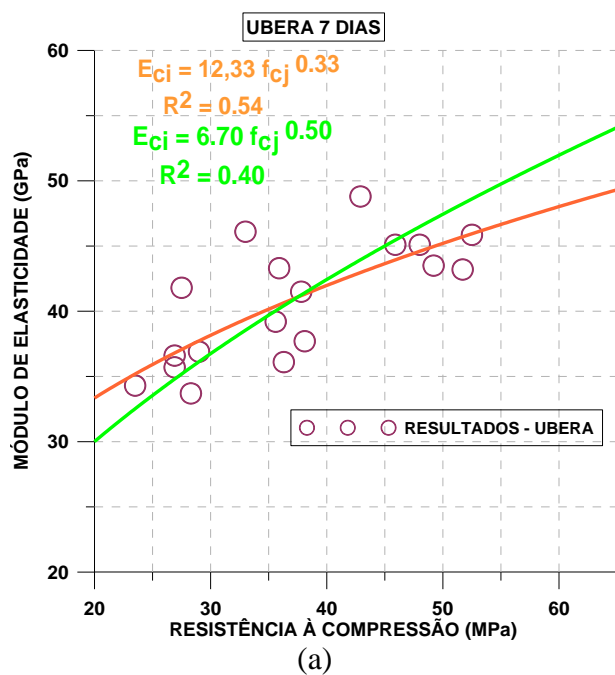
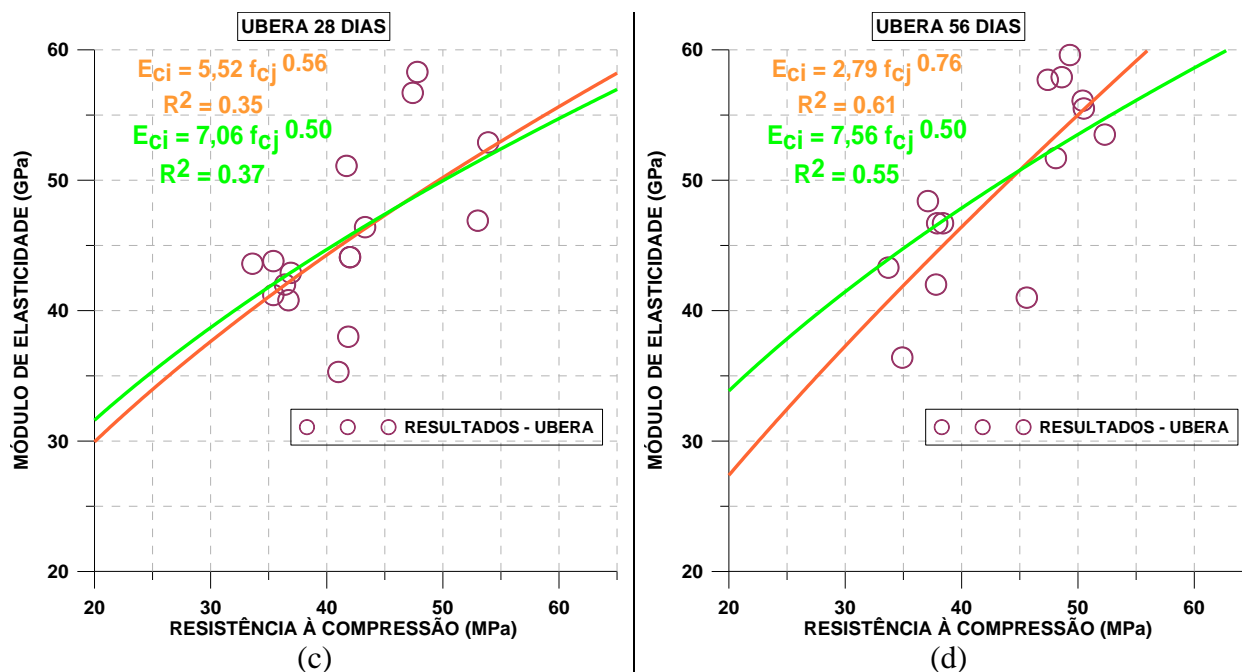


Figura 85 - Resistência à compressão x módulo de elasticidade BA-UBERA





Nos gráficos das Figura 86, Figura 87 e Figura 88 apresentam-se os módulos de elasticidade em função da resistência à compressão dos concretos estudados para todas as idades e as equações que melhor se ajustam aos resultados encontrados. Confirmando a tendência apresentada na bibliografia, percebe-se que estas propriedades mantêm o mesmo sentido de variação. Foi realizado o ajuste de equação mediante regressão resultando nas equações indicadas nas figuras. Para tal foi utilizada a função exponencial.

O valor do expoente encontrado ficou próximo de 0,5, assim, a utilização desse valor pode ser considerada aceitável com coeficiente de determinação 0,83 e 0,81 para os resultados e para a regressão, para os dois agregados. Entretanto, o concreto preparado com agregado gráudo procedente de Uberaba apresentou uma dispersão maior que os demais e o coeficiente de determinação do ajuste foi de 0,37.



Figura 86 – Módulo de elasticidade x Resistência à compressão (UDIA)

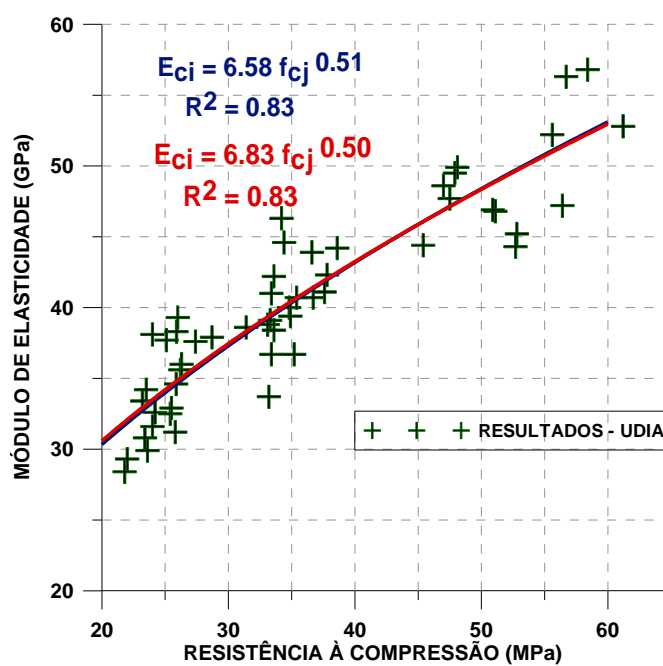


Figura 87 - Módulo de elasticidade x Resistência à compressão (PA)

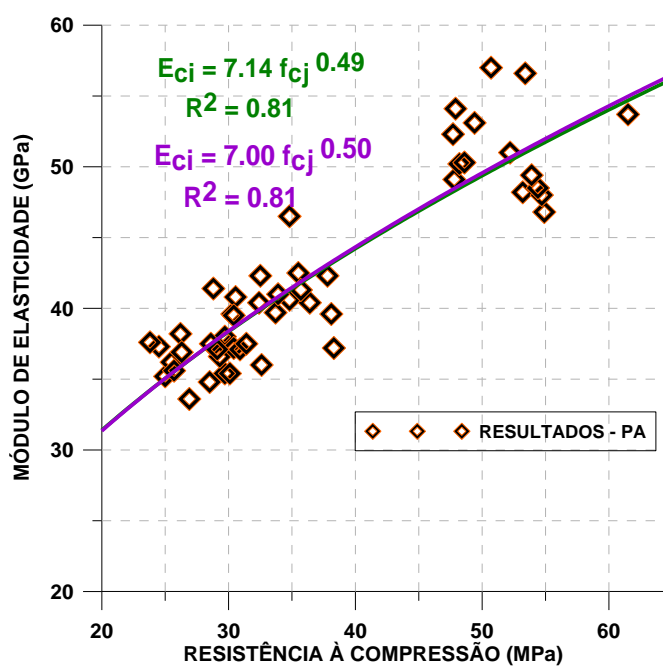
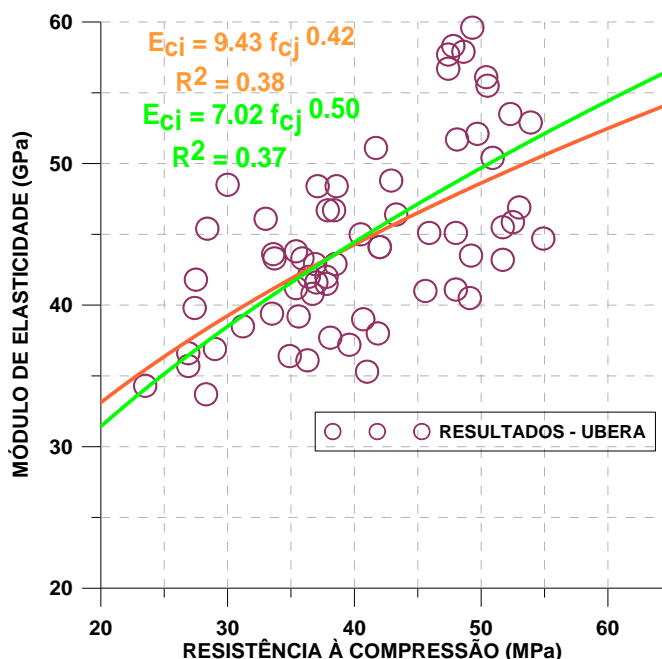


Figura 88 - Módulo de elasticidade x Resistência à compressão (UBERA)



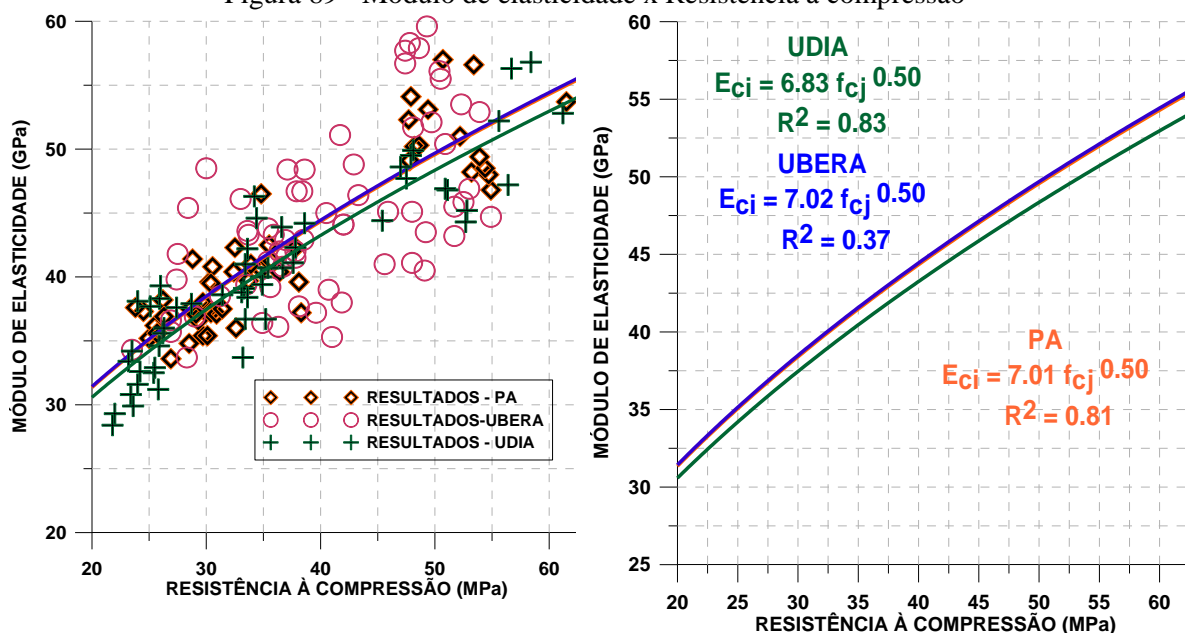
Na Figura 89 são apresentadas as equações que melhor se ajustam para cada agregado utilizado na produção dos concretos. No geral, os concretos produzidos com agregado basáltico de Uberlândia apresentaram menor desempenho quanto ao módulo de elasticidade se comparados aos concretos produzidos com dolomito de Patos de Minas e basalto de Uberaba. Salienta-se que esses dois últimos apresentaram comportamentos muito similares, cujas curvas de regressão estão praticamente sobrepostas.

Na Tabela 24 são apresentados os valores encontrados para o módulo de elasticidade, considerando a resistência à compressão média obtida através da equação 17 adotando-se os desvio-padrão de cada classe de concreto estudada em todas as idades e as equações de regressão. Confirma-se a afirmação de Li *et al.* (1999) de que o meio mais efetivo para aumentar o módulo de elasticidade do concreto é aumentar o módulo de elasticidade da pasta de cimento, visto que a alteração da origem mineralógica do agregado graúdo surtiu efeitos pouco expressivos sobre o módulo se comparado à alteração da classe de resistência do concreto.

Tabela 24 – Resultados dos módulos obtidos através das equações de regressão

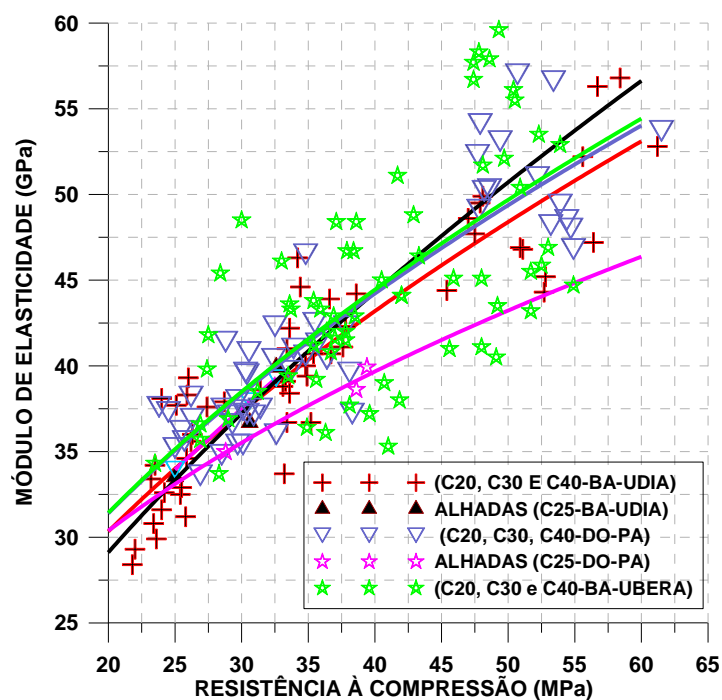
$f_{ck}$ (MPa)	$S_d$	$f_{cm}$ (MPa)	Módulo de elasticidade (GPa)		
			Uberlândia	Patos de Minas	Uberaba
20	1,75	23	32,75	33,62	33,66
30	2,08	34	39,82	40,87	40,93
40	3,87	46	46,32	47,54	47,61

Figura 89 - Módulo de elasticidade x Resistência à compressão



Visando contrastar os valores obtidos neste trabalho com os de outros pesquisadores, apresentam-se na Figura 90 os resultados obtidos por Alhadas (2008) para concretos produzidos com agregados de basalto e dolomito, cimento CP III 40 RS (consumo de 308 kg/m<sup>3</sup>) juntamente com os valores dessa pesquisa. Percebe-se que tais resultados se aproximam dos resultados encontrados nessa pesquisa para os concretos produzidos com basalto, embora o tipo de cimento utilizado seja distinto (CP II E 32). O que difere tais cimentos é a porcentagem de adição de escória de alto forno, que pode chegar até 70% no caso do CP III RS e até 34% no caso do CP II E. A adição de escória de alto forno modifica a microestrutura do concreto aumentando a resistência à compressão em idades avançadas (ABCP, 2002). Já para o concreto produzido com dolomito, os resultados encontrados são superiores aos apresentados pelo referido autor.

Figura 90 - Comparativo entre os resultados obtidos experimentalmente e Alhadas (2008)



#### 5.2.4 Análise comparativa dos resultados obtidos com as equações propostas pelas normas

Na seção 3.3 foram apresentadas as equações propostas pelas principais normas a saber: ABNT NBR 6118:2007, ACI 318 (2011), FIB (2010) e EUROCODE 2 (2004) que correlacionam a resistência à compressão do concreto e o módulo de elasticidade. Conforme pode ser notado, algumas equações estimam o módulo de elasticidade a partir da resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ). Para permitir a comparação, os valores de  $f_{ck}$  foram obtidos através da equação seguinte, considerando que a resistência à compressão pode ser representada por uma função normal de probabilidade:

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,65 S_d \quad (\text{equação 17})$$

Onde:

$f_{ck}$  é a resistência à compressão característica;

$f_{cm}$  é a resistência à compressão média;

$S_d$  é o desvio padrão; para o cálculo foi considerado igual ao desvio encontrado para cada grupo de amostras ensaiado;

Na Tabela 25 apresentam-se os valores de  $f_{ck}$  adotados nos cálculos estimativos do módulo de elasticidade.

Tabela 25 – Resistências características dos concretos estudados

Traços	$f_{ck}$ (MPa)			
	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
<b>C20-BA-UDIA</b>	20,18	21,81	21,87	22,69
<b>C20-DO-PA</b>	23,90	25,74	26,67	27,09
<b>C20-BA-UBERA</b>	24,10	25,84	33,25	33,49
<b>C30-BA-UBER</b>	28,95	31,29	30,58	32,46
<b>C30-DO-PA</b>	28,07	32,14	33,82	34,42
<b>C30-BA-UBERA</b>	33,40	36,88	40,77	39,55
<b>C40-BA-UBER</b>	37,39	43,50	47,31	46,34
<b>C40-DO-PA</b>	43,47	43,06	46,24	43,82
<b>C40-BA-UBERA</b>	41,93	45,26	44,73	46,79

Neste item será realizada uma análise comparativa dos valores médios obtidos experimentalmente e aqueles estimados através das referidas normas.

Na Figura 91, tem-se os resultados de concretos produzidos com agregado de Uberlândia. A equação proposta pela norma EUROCODE 2 (2004) independente da idade e da classe de concreto analisada conduziu a valores superiores aos encontrados.

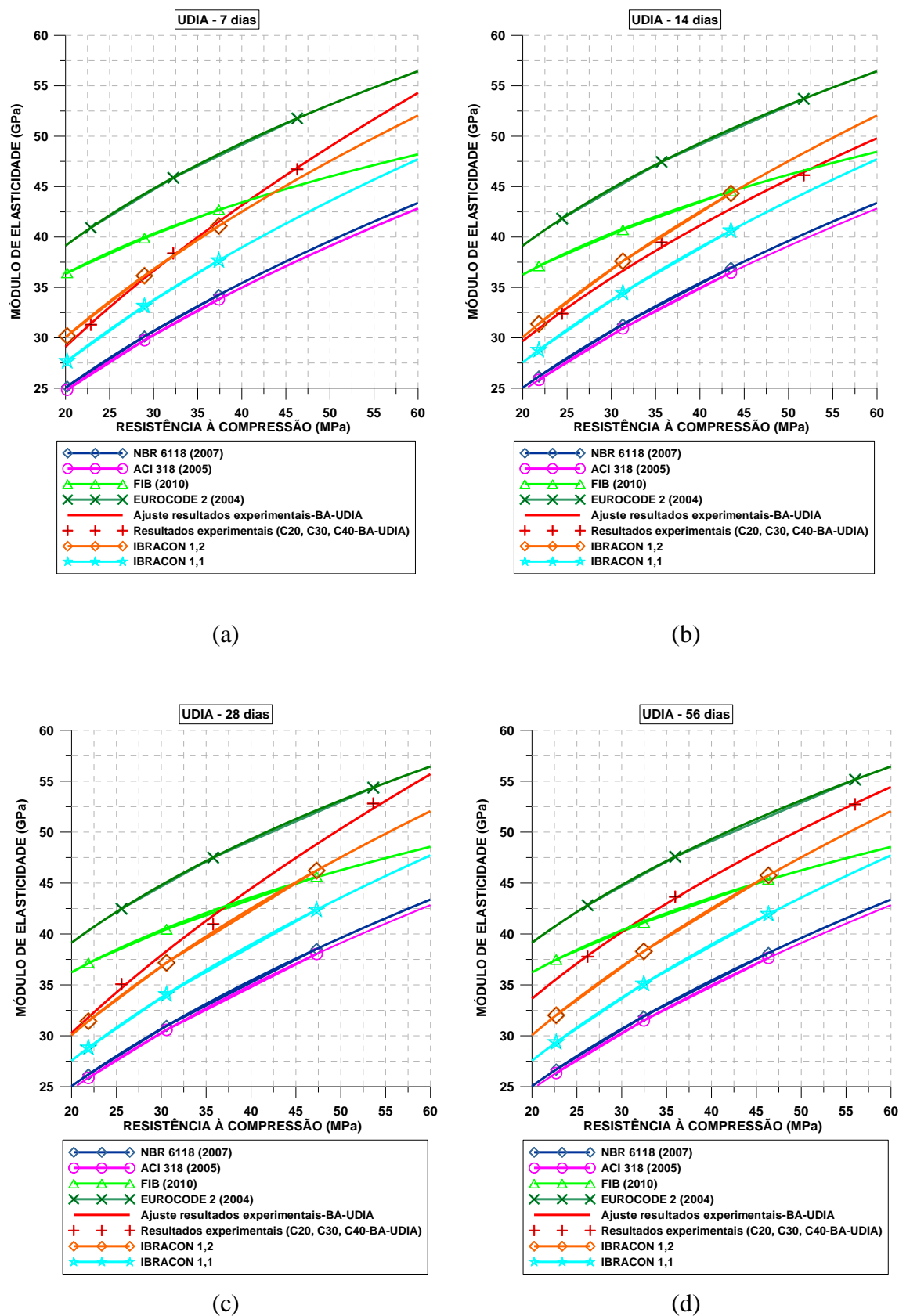
A norma FIB (2010) foi a que mais se aproximou dos resultados encontrados, apresentando resultados superiores para os traços C20 e C30 até a idade de 28 dias.

As normas ABNT NBR 6118 (2007) e ACI (2011) conduziram a resultados menores aos encontrados em todas as idades.

A equação proposta pela Prática do IBRACON (2004) com coeficiente de correção de 1,2 aproximou-se da curva de tendência encontrada, superando esta apenas aos 14 dias.

Percebe-se que o crescimento do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão apresentou comportamento semelhante em todas as idades.

Figura 91 – Comparativo das normas nas diferentes idades – UDIA



Na Figura 92 tem-se os resultados dos concretos produzidos com agregado de Patos de Minas. A equação proposta pela norma EUROCODE 2 (2004) independente da idade e da classe de concreto analisada conduziu a valores superiores aos encontrados

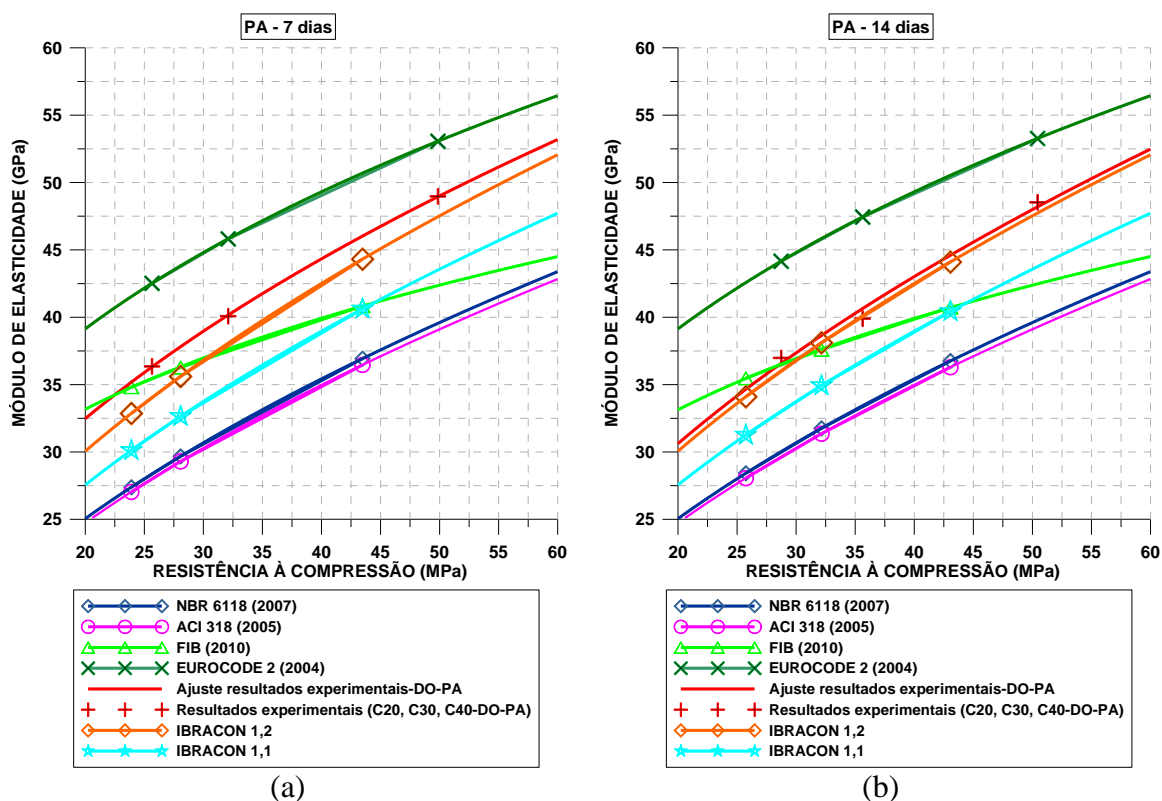
A norma FIB (2010) foi a que mais se aproximou dos resultados encontrados, apresentando porém, resultados inferiores.

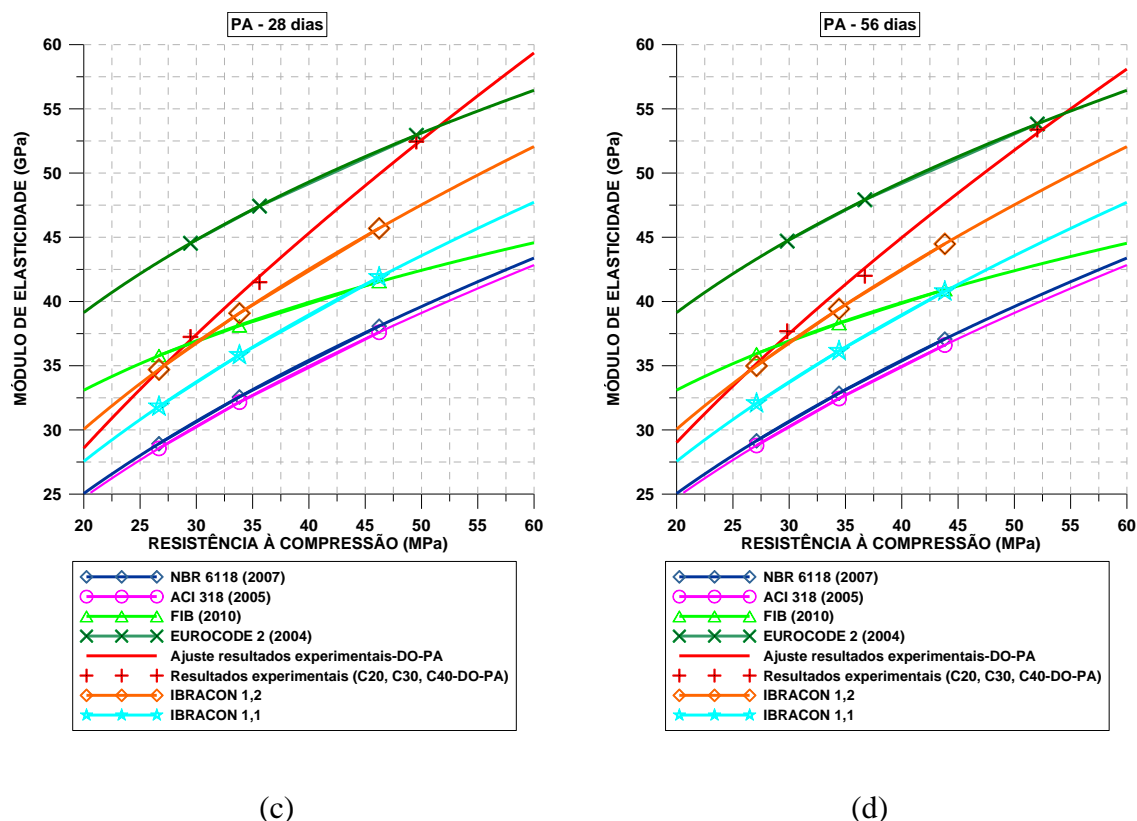
As normas ABNT NBR 6118 (2007) e ACI (2011) conduziram a resultados menores aos encontrados em todas as idades.

A equação proposta pela Prática do IBRACON (2004) com coeficiente de correção de 1,2 aproximou-se da curva de tendência encontrada, quase se sobrepondo à curva de tendência encontrada para os 14 dias, a partir desta idade esta curva se distancia dos resultados encontrados para o traço C40.

O crescimento do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão apresentou comportamento semelhante em todas as idades.

Figura 92 - Comparativo das normas nas diferentes idades - PA





Na Figura 93 tem-se os resultados dos concretos produzidos com basalto de Uberaba. A equação proposta pela norma EUROCODE 2 (2004) nas idades de 7 dias e 14 dias conduziu a valores superiores aos encontrados para todas as classes de concreto estudadas. Já aos 28 e 56 dias os resultados encontrados superaram o estimado pela referida norma.

A norma FIB (2010) foi a que mais se aproximou dos resultados encontrados, apresentando resultados superiores para os traços C20 em todas as idades e C30 até os 28 dias. Para o concreto C40 foi superior até os 14 dias.

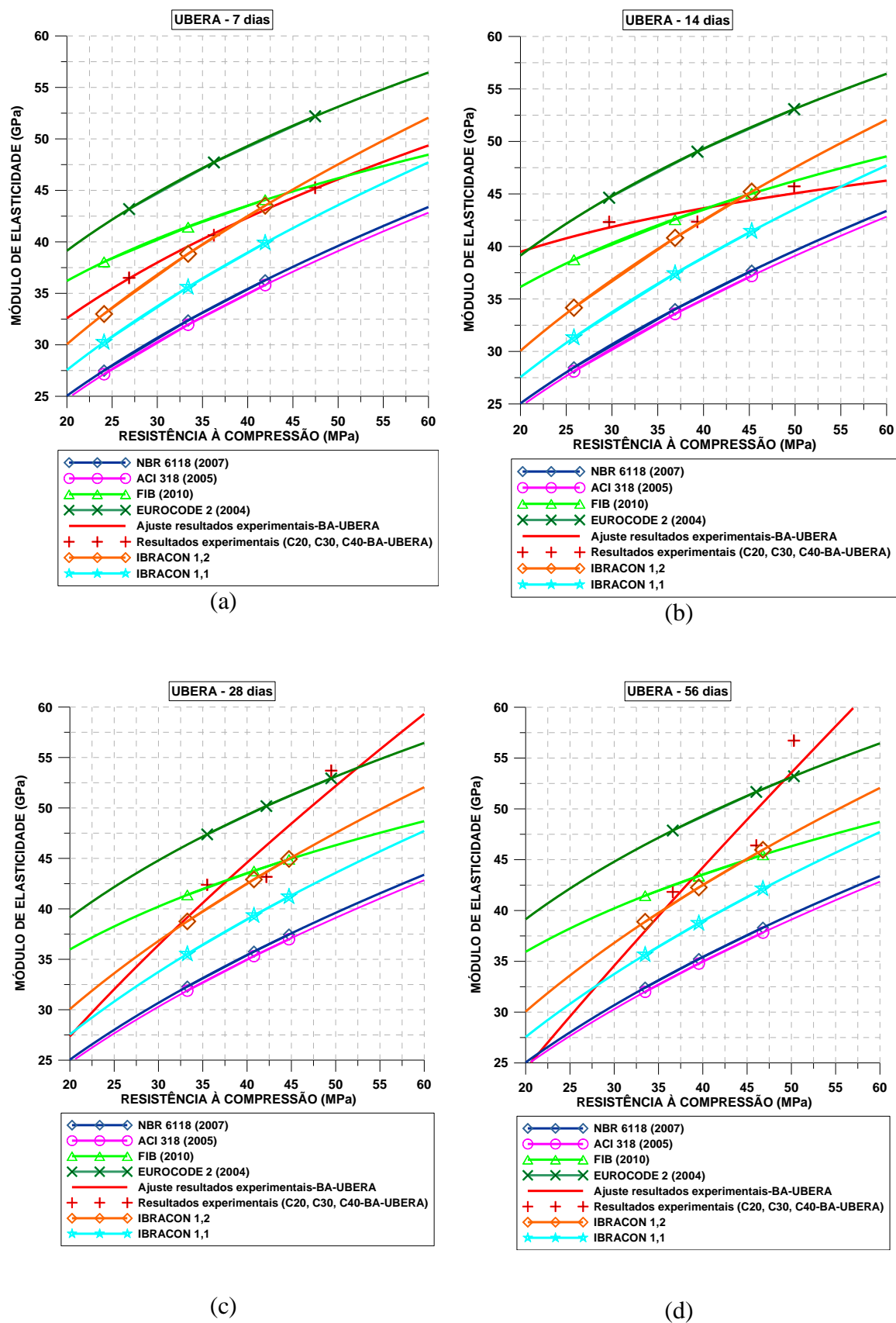
As normas ABNT NBR 6118 (2007) e ACI (2011) conduziram a resultados menores aos encontrados em todas as idades.

A equação proposta pela Prática do IBRACON (2004) com coeficiente de correção de 1,2 aproximou-se da curva de tendência encontrada, superando os resultados do traço C40 nas idades de 7 dias e 14 dias.

Percebe-se um crescimento assintótico do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão nas idades de 28 e 56 dias, se comparado às idades de 7 dias e 14 dias.



Figura 93 - Comparativo das normas nas diferentes idades - UBERA

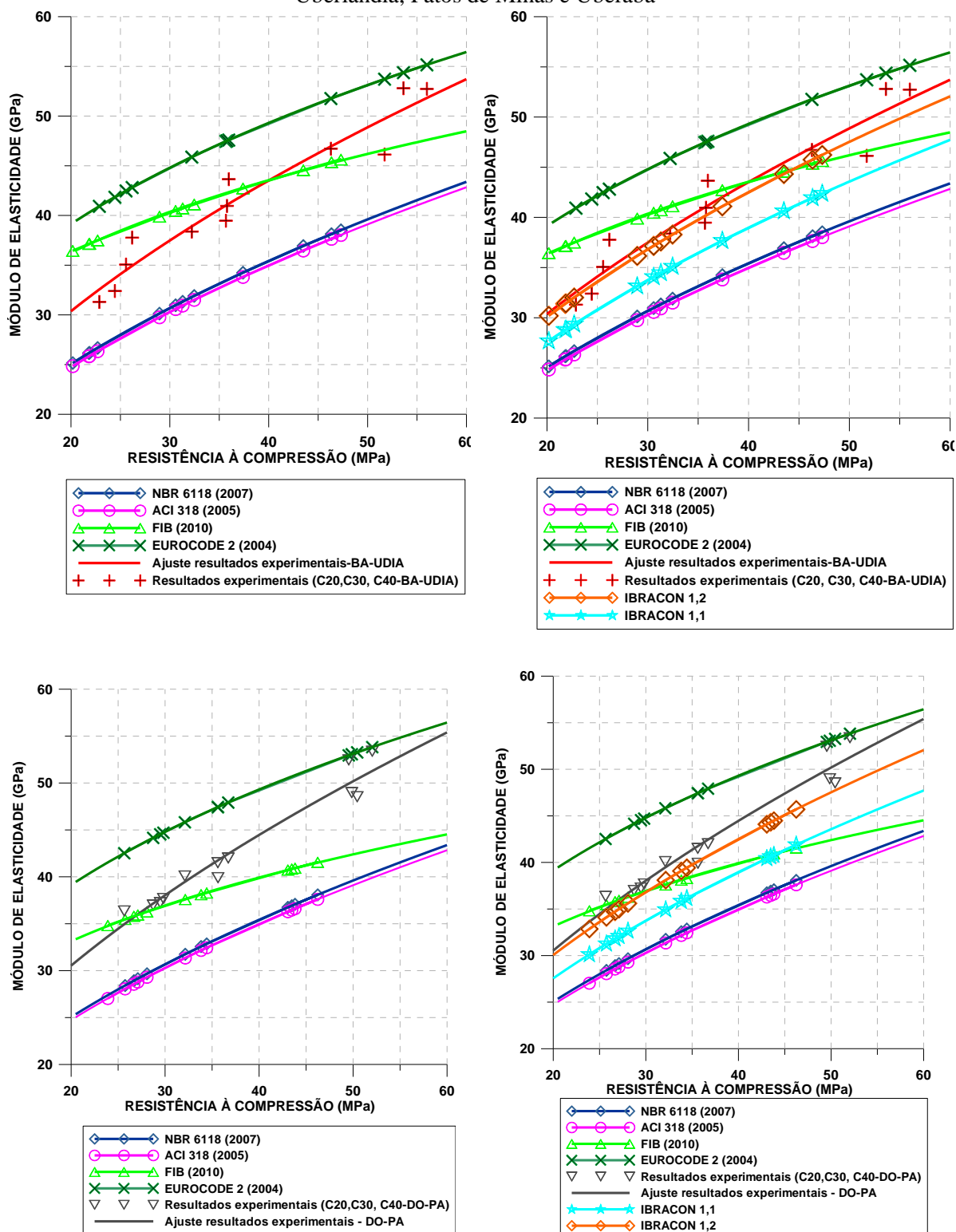


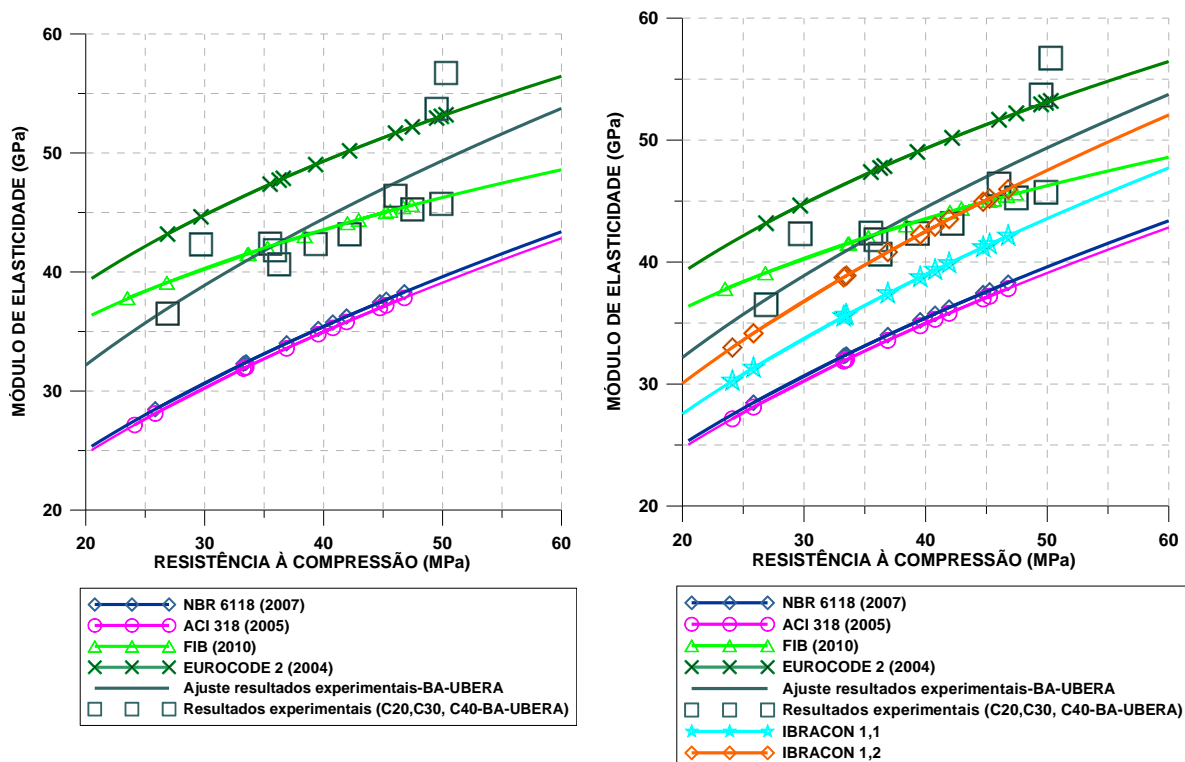
Analisando os resultados independente da idade, na Figura 94, percebe-se que as equações propostas pelas normas ABNT NBR 6118:2007 e ACI 318 (2011) apresentaram valores próximos, porém inferiores aos resultados experimentais. Já a norma EUROCODE 2 (2004) estimou todos os valores encontrados bem acima das demais equações e dos resultados experimentais.

A equação proposta pelo FIB (2010) foi o que mais se aproximou dos resultados encontrados. Todavia, para os concretos produzidos com basalto, tal equação conduziu a valores superiores aos encontrados para os traços C20-BA-UDIA, C30-BA-UDIA, C20-BA-UBERA, ao passo que para os concretos C30-BA-UBERA e da classe C40-BA os valores foram inferiores.

Foi incluída também a equação proposta pela Prática do IBRACON (2004) que como já visto anteriormente propõe fatores de correção para a equação proposta pela norma ABNT NBR 6118 em função do tipo de agregado utilizado (1,1 a 1,2 para basalto e calcário denso) e da consistência do concreto (1,0 consistência plástica). Nota-se o melhor grau de ajuste destas curvas aos dados experimentais independente do agregado gráudo utilizado, atribui-se este melhor resultado à utilização de tais fatores. O fator de ajuste de 1,2 conduziu a resultados muito próximos dos encontrados.

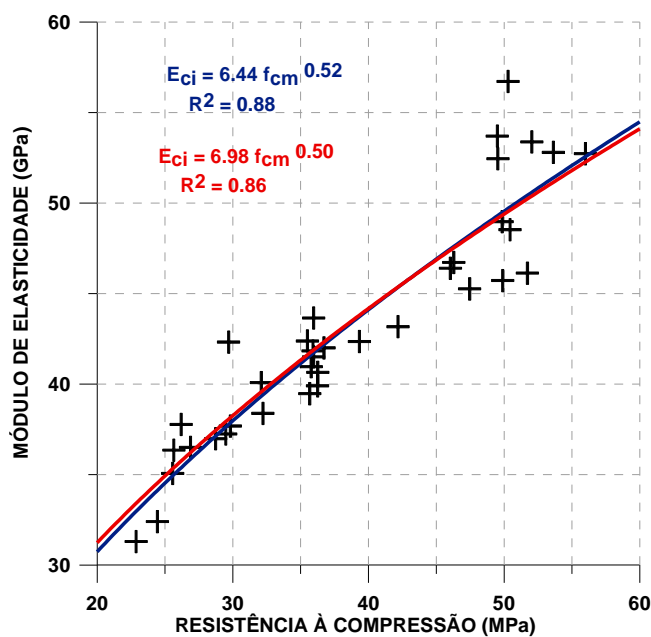
Figura 94 – Comparativo dos resultados dos concretos produzidos com agregado graúdo de Uberlândia, Patos de Minas e Uberaba





Na Figura 95, os pontos representam a média dos resultados obtidos em todas as idades e os gráficos são as equações ajustadas com um exponencial de melhor coeficiente de determinação e com valor 0,5. A partir da equação  $E_{ci} = 6,98 f_{cm}^{0,5}$  é possível estabelecer uma relação com a equação proposta pela norma ABNT NBR 6118:2007, visto que o fator de correção seria de 1,24, próximo daquele sugerido pela Prática do IBRACON (2004) que varia de 1,1 a 1,2.

Figura 95 – Resultados obtidos e equação ajustada



---

## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

---

### 6.1 CONCLUSÕES GERAIS

O principal objetivo deste estudo foi analisar a influência do tipo de agregado graúdo extraído do Triângulo Mineiro no módulo de elasticidade do concreto de três classes de concreto C20, C30 e C40. Nos capítulos iniciais, optou-se por apresentar os fatores influentes no módulo de elasticidade e resistência à compressão do concreto. Verificou-se que os fatores que afetam tais propriedades são os mesmos, contudo não existe proporcionalidade direta entre as duas propriedades, mas prevalece o mesmo sentido de variação.

As idades escolhidas para a realização dos ensaios permitiram avaliar a evolução da resistência à compressão e módulo de elasticidade com o tempo, e sua conformidade com o proposto em norma. Tais informações são consideradas fundamentais para o controle de desforma e retirada do escoramento, com implicações imediatas na durabilidade da estrutura de concreto, prevenindo problemas como flechas excessivas e fissuras, por exemplo. Da mesma forma permitirão verificar o comportamento do módulo de elasticidade após os 28 dias.

### 6.2 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

#### **Resistência à compressão:**

- O concreto produzido com agregado dolomítico, independentemente da classe de resistência, foi aquele que apresentou menor ganho de resistência à compressão dos 7 dias aos 56 dias, 11,67% em média. Para os concretos produzidos com agregado basáltico, exceto para a classe C40, o concreto produzido com basalto

extraído de Uberaba apresentou maior ganho de resistência com o tempo, em média 31,58 %.

- A equação proposta pela ABNT NBR 6118:2007 para avaliação do ganho de resistência à compressão com o tempo se mostrou segura até os 28 dias, exceto para o traço C20-BA-UBERA. Após essa idade, tal norma superestima os valores para a resistência à compressão, exceto para o concreto C30-BA-UBERA.

### **Módulo de elasticidade:**

- Acompanhando a tendência da resistência à compressão, o concreto produzido com agregado dolomítico, independentemente da classe de resistência, foi aquele que apresentou menor ganho de módulo dos 7 dias aos 56 dias, 5,81% em média. Para os concretos produzidos com agregado basáltico, exceto para a classe C20, o concreto produzido com basalto extraído de Uberaba apresentou maior ganho de módulo com o tempo, em média 19,73%.
- Até os 28 dias, os valores de  $E_{cmf}/E_{c28}$  encontrados para traço C20-BA-UDIA, C40-BA-UBERA e C40-BA-UDIA se mantiveram abaixo do estimado pelo FIB Model Code (2010). Após 28 dias, os valores para os traços produzidos com dolomito foram superestimados pela norma citada e o traço C40-BA-UDIA.

### **Resistência à compressão x módulo de elasticidade**

Ao estudar o módulo de elasticidade em função da resistência à compressão dos concretos produzidos foi confirmada a tendência de variação destas propriedades que mantém o mesmo sentido de variação. De forma geral, com exceção das idades de 14 dias e 28 dias do concreto produzido com agregado UBERA, os desvios padrão das resistências foram superiores aos do módulo de elasticidade.

Utilizando a função exponencial obtiveram-se as equações que melhor se ajustam aos resultados encontrados. O valor do expoente encontrado ficou próximo de 0,5, assim, a utilização desse valor pode ser considerada aceitável com coeficiente de determinação 0,83 e 0,81 para os resultados e para a regressão, para os dois agregados. Entretanto, o concreto preparado com agregado graúdo procedente de Uberaba apresentou uma dispersão maior que os demais e o coeficiente de determinação do ajuste foi de 0,37.

No geral, os concretos produzidos com agregado basáltico de Uberlândia apresentaram menor desempenho quanto ao módulo de elasticidade se comparados aos concretos produzidos com dolomito de Patos de Minas e basalto de Uberaba. Salienta-se que esses dois últimos apresentaram comportamentos muito similares, cujas curvas de regressão estão praticamente sobrepostas.

Confirmou-se que o meio mais efetivo para aumentar o módulo de elasticidade do concreto é aumentar o módulo de elasticidade da pasta de cimento, visto que a alteração da origem mineralógica do agregado graúdo surtiu efeitos pouco expressivos sobre o módulo se comparado à alteração da classe de resistência do concreto.

### **Comparativo com as normas**

As equações propostas pelas normas ABNT NBR 6118:2007 e ACI 318 (2011) apresentaram valores próximos entre si inferiores aos experimentais. A proposta de acrescentar fatores de correção em função do tipo de agregado e consistência do concreto se mostrou eficiente visto que a equação proposta pela FIB (2010) foi a que mais se aproximou dos resultados encontrados. Já a norma EUROCODE 2 (2004) estimou valores superiores aos resultados encontrados.

A equação de regressão obtida nesse estudo conduziu a um fator de correção de 1,24, próximo daquele sugerido pela Prática do IBRACON (2004) que varia de 1,1 a 1,2.

## **6.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Para trabalhos futuros, seguindo a mesma linha de pesquisa, sugere-se:

- Abordagem microestrutural do concreto produzido com agregados de origens mineralógicas distintas, com vistas à identificação da influência do tipo de agregado no comportamento do concreto, analisando sua interação com a pasta de cimento do ponto de vista microscópico culminando em avaliações mais abrangentes;
- Ampliação do estudo dos fatores que influenciam o módulo de elasticidade do concreto;

## REFERÊNCIAS

ABCP. Boletim técnico, BT 106. **Guia básico de utilização do cimento Portland**. São Paulo, 2002. Disponível em: [http://www.abcp.org.br/conteudo/wp-content/uploads/2009/12/BT106\\_2003.pdf](http://www.abcp.org.br/conteudo/wp-content/uploads/2009/12/BT106_2003.pdf). Acesso em : 24 out.2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 30:2001**. Agregado miúdo – Determinação de absorção de água. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 45:2006**. Agregados – Determinação de massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 46:2001**. Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro, por lavagem. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 51:2001**. Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 52:2009**. Agregado miúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 53:2009**. Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 248:2003**. Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 5738:2008**. Concreto - Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos de Prova. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 5739:2007**. Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.



---

\_\_\_\_\_. **NBR 6118:2007.** Projeto de Estruturas de concreto – procedimento, Rio de Janeiro – RJ, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 7211:2009.** Agregados para concreto – Especificação. Rio de Janeiro, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR 7222:2010.** Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522:2008.** Concreto – Determinação dos Módulos Elásticos de Elasticidade e de Deformação e da Curva Tensão – Deformação, Rio de Janeiro – RJ, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 12655:2006.** Concreto: Preparo, controle e recebimento. Rio de Janeiro – RJ, 2006.

AGOSTINI, L.R.S; LONGATI, E. A influência da granulometria e da natureza mineralógica do agregado graúdo na resistência à compressão de concretos de alta resistência. **Revista FAAP Engenharia**, nº43, 2003.

ALHADAS, M.F.S. **Estudo da influência do agregado graúdo de diferentes origens mineralógicas nas propriedades mecânicas do concreto.** 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

ALHADAS, M. F. S.; CALIXTO, J. M.; FERREIRA, M. C. F., Estudo Comparativo das Propriedades Mecânicas de Concretos fabricados com Agregados Graúdos de diferentes origens mineralógicas. In: Congresso Brasileiro de Concreto, 51, 2009. **Anais... IBRACON**, 2009.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318M-11. Structural Building Code, 2011.

ARAÚJO, S.S. **Influência do tipo de medição na determinação do módulo estático de elasticidade do concreto.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2011.

BARBOSA, I.L.S. **Influência dos agregados graúdos da região de Goiânia no módulo de deformação tangente inicial do concreto.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2009.

BATTAGIN, I.L.S. **Módulo de elasticidade do concreto: como analisar e especificar.** Disponível em: <[http://www.abece.com.br/web/download/pdf/Eventos\\_EM\\_3\\_2007.pdf](http://www.abece.com.br/web/download/pdf/Eventos_EM_3_2007.pdf)> Acesso em: 18 set. 2012.

BEER, F.P.; JOHNSTON, E.R. **Resistência dos materiais.** São Paulo: Makron Books, 1996.

CALLISTER, W. D. **Ciência de Engenharia de Materiais: uma Introdução.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 2002.

CAMPITELI, V.C. **Concreto de cimento Portland: um método de dosagem.** Universidade Estadual de Ponta Grossa. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/cec/revista/Num20/Pag%205-16.pdf>>. Acesso em : 01 nov.2012.

CASTRO, A.L.; LIBÓRIO, J.B.L.; PANDOLFELLI, V.C. **A influência do tipo de cimento no desempenho de concretos avançados formulados a partir do método de dosagem computacional.** Disponível em: < [http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S0366-69132011000100002&script=sci\\_arttext](http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S0366-69132011000100002&script=sci_arttext)>. Acesso em: 01 nov.2012.

CODEMIG. **Mapa geológico de Minas Gerais.** Disponível em: <[http://www.codemig.com.br/site/content/parcerias/levantamento\\_aerogeofisico.asp?id=30&idSubPrj=48](http://www.codemig.com.br/site/content/parcerias/levantamento_aerogeofisico.asp?id=30&idSubPrj=48)>. Acesso em: 20 abril 2013.

DAL MOLIN, D.C.C. Adições minerais para concreto estrutural. In: ISAIA, G.C. (Org). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações.** São Paulo: IBRACON, 2005.

DIOGENES, H.J.F; COSSOLINO, L.C.; PEREIRA, A.H.A.; DEBS, M.K; DEBS, A.L.H.C. Determinação do módulo de elasticidade do concreto a partir da resposta acústica. **Revista Ibracon de estruturas e materiais**, São Paulo, v. 4,n.5, 2011.

---

DEMARCHI, R. A. **Estudo sobre a variabilidade do módulo de deformação do concreto associada a fatores intrínsecos à produção do material**. 2011. Dissertação ( Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

EUROCODE 2. European Standard: Design of concrete structures, 2004.

FARIAS, M.M; PALMEIRA,E.M. Agregados para a Construção Civil. In: ISAIA, G.C. (Org). **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo:IBRACON, 2007.

FERNANDES, P.A.L. **Vigas de grande vão prefabricadas em betão de alta resistência pré-esforçado. Viabilidade, dimensionamento, fabrico e comportamento**. Tese doutorado. Universidade de Coimbra, Coimbra, 2005.

FIB - FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON. **Fib Bulletin 55: Model Code 2010**, First complete draft, v. 1, 2010.

FURNAS. **Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo. Ensaios e propriedades**. São Paulo: Ed. PINI, 1997.

GAGLIARDO, D. P.; VIDAL, P. A.; GAGLIARDO, J. C., Influência da granulometria do agregado graúdo no módulo de elasticidade do concreto de cimento Portland. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 52, 2010, Fortaleza, CE. **Anais...** IBRACON, 2010.

GARCIA, A.; SPIM, J. A.; SANTOS, C. A. **Ensaios dos Materiais**. São Paulo:LTC (Livros Técnicos e Científicos), 2000.

GIAMMUSSO, S. E. **Manual do Concreto**, São Paulo: PINI,1992.

GUIMARÃES, L.E. ; SANTOS, D.R.; FIGUEIREDO, E.J.P. Avaliação do módulo de deformação do concreto em diferentes idades e com diferentes relações água/cimento. **A construção em Goiás**. Goiânia, GO, 2002.

HARTMANN, C.T.; HELENE, P. R.L. Avaliação de aditivos superplastificantes base policarboxilatos destinados a concretos de cimento Portland. **Boletim Técnico da escola Politécnica da USP**. BT/PCC/330. São Paulo, 2003.

HELENE, P.R.L.; ANDRADE, T. Concreto de Cimento Portland. In: ISAIA, G.C. (Org). **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**. São Paulo: IBRACON, 2010.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. São Paulo: Ed. Pini, 1992.

JACINTHO, A.E.P.G.A.; GIONGO, J.S. Resistência mecânica do concreto. In: ISAIA, G.C. (Org). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005.

KAEFER, L. F. **Considerações sobre microestrutura do concreto**. Disponível em: <[http://www.engenhariaconcursos.com.br/arquivos/Materiais/microestrutura\\_do\\_concreto.pdf](http://www.engenhariaconcursos.com.br/arquivos/Materiais/microestrutura_do_concreto.pdf)>. Acesso em: 01 nov.2012.

KIHARA, Y.; CENTURIONE, S.L. O cimento Portland. In: ISAIA, G.C. (Org). **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005.

LEAL, A.C.F.S. **Investigação experimental do módulo de elasticidade nos concretos produzidos em Brasília**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

LI, G.; ZHAO, Y.; PANG, S.S.; LI, Y. Effective Young's modulus estimation of concrete. **Cement and Concrete Research**, n.29, p. 1455-1462, 1999.

LIDUÁRIO, A.S.; ANDRADE, M.A.S.; BITTENCOURT, R. M.; ANDRADE, W.P. Estudo da influência de adições minerais e pozolânicas nas propriedades do concreto utilizando como agregado o quartzo micaxisto. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 43, 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** IBRACON, 2001.

MAGALHÃES. A.G.; FRANÇA, E.P.; AGUILAR, M.T.P.; CALIXTO, J.M;

VASCONCELOS, W.L. **A influência de agregados graúdos de diferentes mineralogias nas propriedades mecânicas do concreto de alto desempenho.** Disponível em: <<http://www.metallum.com.br/17cbecimat/resumos/17cbecimat-110-023.pdf>> Acesso em: 03. mar.2012.

MASSUCATO, C. J.; BASSANI, F.; PAULON, V. A. Contribuição Experimental Sobre o Módulo de Elasticidade Secante para Determinação de Esforços Solicitantes e Verificação de Estados Limites de Serviço. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 45, 2003, Vitória. **Anais...** IBRACON, 2003.

MEHTA, P. M.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais.** São Paulo: IBRACON, 2008.

MELO NETO A. A.; HELENE, P. R. L., Módulo de Elasticidade: Dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de Elasticidade de Concretos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 44, 2002. **Anais...** IBRACON, 2002.

MONTIJA, F. C. **Aspectos da variabilidade experimental do ensaio de módulo de deformação do concreto.** 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** São Paulo: PINI, 1997.

NUNES, F. W. G. **Resistência e Módulo de Elasticidade de Concretos Usados no Rio de Janeiro.** 2005.– Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

PACHECO, R. F. R. **Análise do Módulo de Elasticidade e Resistência à compressão de concretos produzidos em Centrais na Grande Vitória. Experimentais e Estatística.** 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, 2006.

PEDROSO, F.L. Módulo de elasticidade é parâmetro fundamental para a durabilidade da estrutura de concreto. In: **Revista Concreto e Construções.** nº 48. 2007.

PEREIRA NETO, P.M; DJANIKIAN, J.G. Algumas características do concreto de alta resistência com microssilica. **Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP**. São Paulo, 1995

PING, X.; BEAUDOIN, J.J.; BROUSSEAU, R. Effect of aggregate size on transition zone properties at the Portland cement paste interface. In: **Cemente and Concrete Research**, vol.21, pp. 999-1005, 1991.

PRÁTICA RECOMENDADA IBRACON. Comentários Técnicos NB-1. Procedimento NBR 6118:2003 Projeto de Estruturas de Concreto. Comitê Técnico CT-30 I Concreto Estrutural. IBRACON, 2004.

POMPEO NETO,B.B.; OLIVEIRA,D.R.C.; RAMOS, D. Efeito do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo no módulo de deformação do concreto de alta resistência. In: **Revista Matéria**, v.16, n.2, 2011.

RODRIGUES, G.S.S; FIGUEIREDO, E.J.P. Estudo dos fatores influentes sobre os resultados de módulo de deformação estático do concreto. In: **Construções em Concreto**, 2004.

ROSSIGNOLO, J.A. **Concreto leve estrutural: produção, propriedades, microestrutura e aplicações**. PINI, 2009.

SIMÃO,D.W.G.; LIMA,J.A.G; PARENTE,L.H.C.D;MOTA,J.M.F; SILVA,AL.C. Avaliação de propriedades de concretos produzidos com três tipos de cimentos na região Agreste de Pernambuco. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 51, 2009. **Anais...** IBRACON, 2009.

TOPÇU, I.B.; UGURLU, A. Elasticity theory of concrete and prediction of static E-modulus for dam concrete using composite models. 2007. Disponível em: < <http://e-imo.imo.org.tr/DosyaDizin/WPX/Portal/Yayin/td/Cilt18/2007-D-1BekirTopcu.pdf>>. Acesso em: 01 nov. 2012.

---

VANDERLEI, R.D; GIONGO, J.S; Análise Experimental do Concreto de Pós Reativos: Dosagem e Propriedade Mecânicas. **Caderno de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, 2006.

VOGT, J. C. **Estudo da influência de adições no módulo de elasticidade dinâmico, na resistência à fadiga e na tenacidade à fratura para concretos convencionais**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, 2006.

YANG, C.C.; HUANG,R.; YEIH, W.; SUE, I.C. Aggregate effect on elastic moduli of cement – based composite materials. **Journal of Marine Science and Technology**. Vol. 3, n. 1, pp. 5-10, 1995.

YAQUB,M.; BUKHARI,I. Effect of size of course aggregate on compressive strength of high strength concretes. In: 31<sup>a</sup> Conference world in concrete & structures, 2006, Singapura.

YILDRIN,H. OZKAN,S. Modulus of elasticity of substandard and normal concretes. Disponível em: <<http://www.sciencedirect.com/science>> Acesso em: 04 abr. 2011

# APÊNDICE

Nesse apêndice é apresentada uma breve revisão bibliográfica do coeficiente de Poisson e da resistência à tração por compressão diametral. São apresentados os resultados destes ensaios complementares para os concretos estudados e comparados com as equações propostas na norma ABNT NBR 6118:2007.

## 1. Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson é definido como a razão entre a deformação transversal e a deformação axial ou longitudinal, restrito ao intervalo elástico, para um material submetido a carga axial simples (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Mesmo se tratando de uma propriedade mecânica com importância em determinadas circunstâncias para aplicação estrutural, no caso de túneis, barragens em arco e outras estruturas estaticamente indeterminadas, são escassos os estudos experimentais e referências bibliográficas disponíveis (FERNANDES, 2005; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

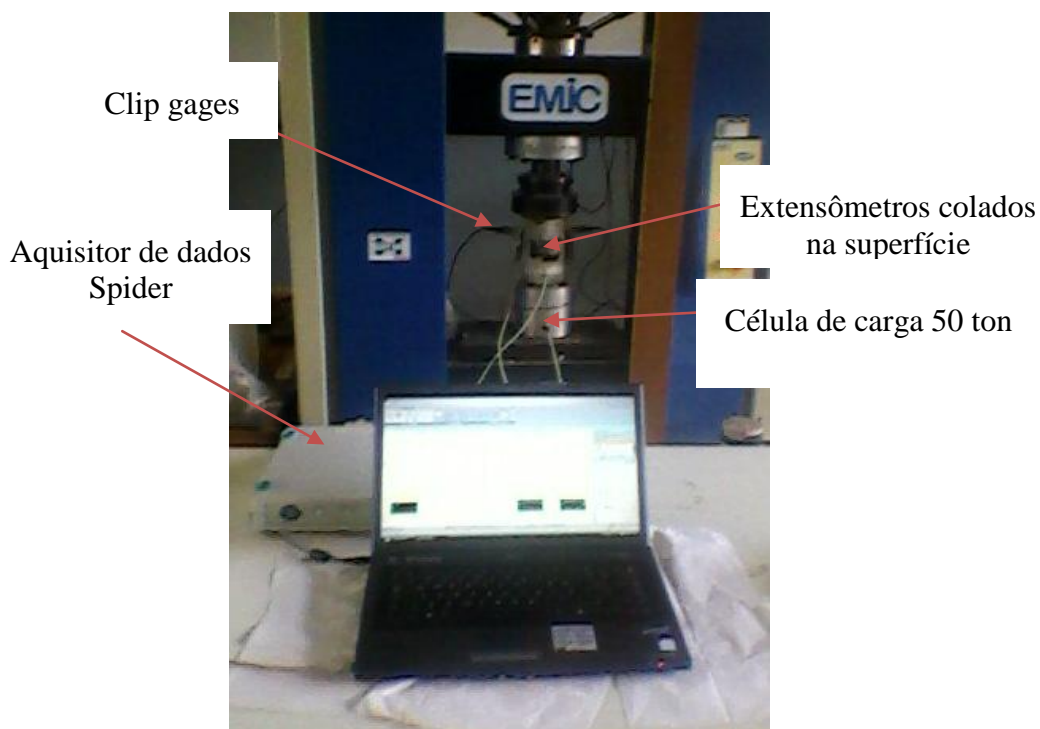
O coeficiente de Poisson do concreto varia entre 0,14 e 0,26 (FIB, 2010). Segundo Mehta e Monteiro (2010) não foi encontrada uma relação consistente entre o coeficiente de Poisson e as características do concreto como relação água/cimento, tempo de cura e a distribuição granulométrica do agregado.

Segundo Furnas (1997), o coeficiente de Poisson, bem como o módulo de elasticidade, é influenciado pelo tipo de agregado, teor de pasta de cimento e proporção relativa entre os dois. A determinação deste coeficiente é realizada utilizando os mesmos corpos de prova e equipamentos utilizados na determinação do módulo de elasticidade.

Neste estudo para a determinação do coeficiente de Poisson dos concretos, foram colados extensômetros elétricos na superfície do corpo de prova, nos sentidos longitudinal e transversal. Durante o ensaio *clip gages* foram também acoplados aos corpos de prova.



Figura 96 – Ensaio para determinação do coeficiente de Poisson



Fonte: Autora

Para cada traço foram ensaiados três exemplares, aos 56 dias, sendo que a colagem dos extensômetros era processada no dia anterior para garantir sua fixação correta à superfície do corpo de prova.

Os resultados encontrados para os concretos estudados se encontram na Tabela 26 mostrando-se coerentes com o coeficiente de Poisson de 0,23, encontrado por Furnas (1997) para concretos produzidos com agregado basáltico de dimensão máxima 19 mm.

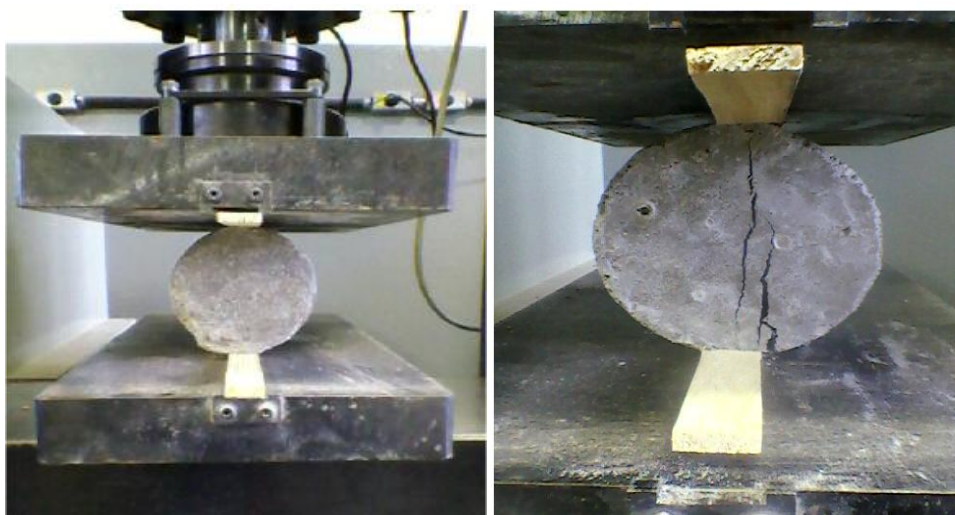
Tabela 26 – Resultados do coeficiente de Poisson

Traços	Coeficiente de Poisson		
	UDIA	PA	UBERA
C20	0,20	0,21	0,19
C30	0,24	0,25	0,21
C40	0,20	0,19	0,22

## 2. Resistência à tração por compressão diametral

Para determinação da resistência à tração por compressão diametral seguiu-se a norma ABNT NBR 7222:2010. O corpo de prova é colocado de forma que fique em repouso, ao longo da sua geratriz, sobre o prato da máquina de compressão. Entre os pratos da máquina de ensaio e os corpos de prova, colocam-se duas tiras de chapa dura de fibra de madeira com base de  $(0,15 \times \text{diâmetro do corpo de prova})$  e espessura de 3,5 mm (Figura 97).

Figura 97 - Ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral



Quando a resistência à tração do concreto é atingida, ocorre a ruptura do corpo de prova em dois semicilindros. O corpo de prova fratura devido à tração desenvolvida em planos diametralmente opostos (FURNAS, 1997). Leal (2012) ressalta que diferentemente da compressão, a ruptura do concreto submetido à tração ocorre devido a poucas fissuras unidas.

A partir do valor da força atuante nessa etapa, a resistência à tração por compressão diametral é calculada pela fórmula:

$$f_{sp} = \frac{2P}{\pi ld} \quad (\text{equação 1})$$

Onde  $f_{sp}$  = resistência à tração por compressão diametral

P = carga de ruptura

$L$ =comprimento do corpo de prova

$d$ = diâmetro do corpo de prova

A tensão de tração direta,  $f_{ct}$ , pode ser obtida em relação ao método de ensaio descrito anteriormente através da seguinte equação

$$f_{ct} = 0,9 f_{st,sp} \quad (\text{equação 2})$$

A avaliação da resistência à tração direta pode ser avaliada por meio das seguintes expressões, segundo ABNT NBR 6118:2007:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{equação 3})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} \quad (\text{equação 4})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm} \quad (\text{equação 5})$$

Com  $f_{ctm}$  e  $f_{ck}$  em MPa.

Nas Figura 98, Figura 99 e Figura 100 são apresentados os resultados da resistência à tração direta obtida através da equação 2 para os concretos C20,C30,C40-BA-UDIA, C20,C30,C40-DO-PA e C20,C30,C40-BA-UBERA respectivamente e comparados aos resultados estimados através da equação 3 proposta na norma ABNT NBR 6118:2007. Os resultados se mantiveram acima do proposto pela norma e como já esperado o aumento da resistência à tração acompanhou o aumento da resistência à compressão dos concretos.

Figura 98 - Resistência à tração dos concretos produzidos com basalto de Uberlândia

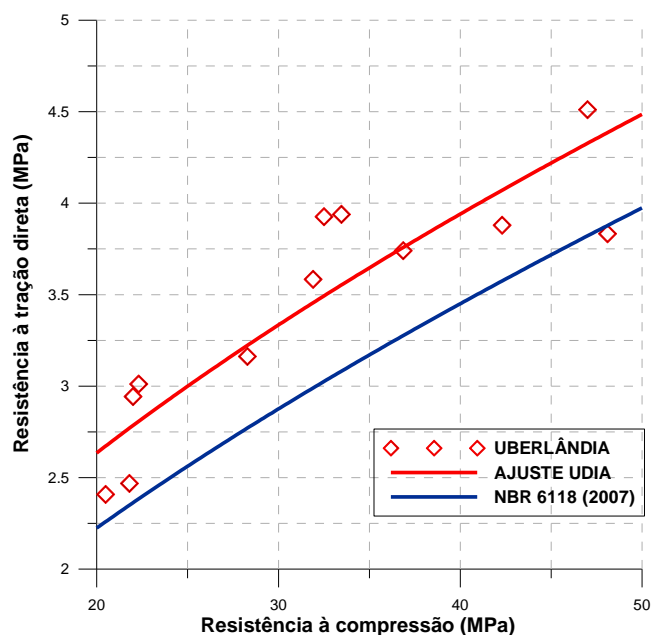


Figura 99 - Resistência à tração dos concretos produzidos com dolomito de Patos de Minas

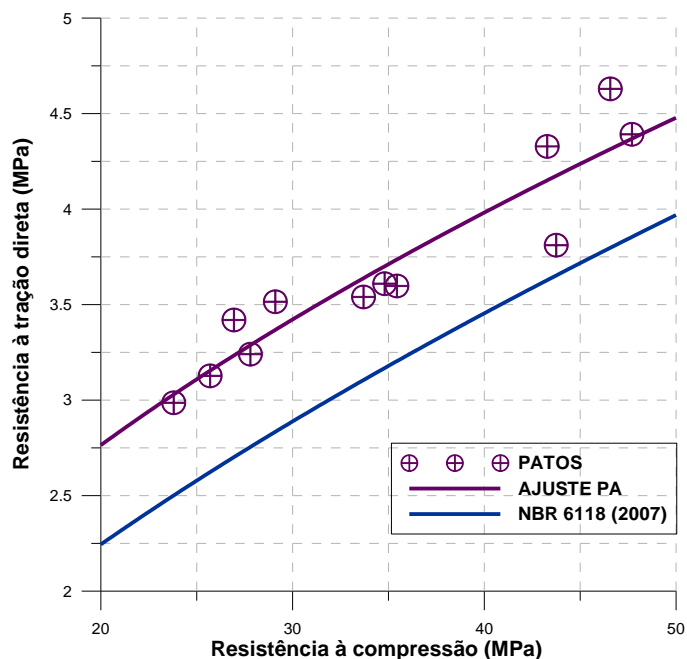
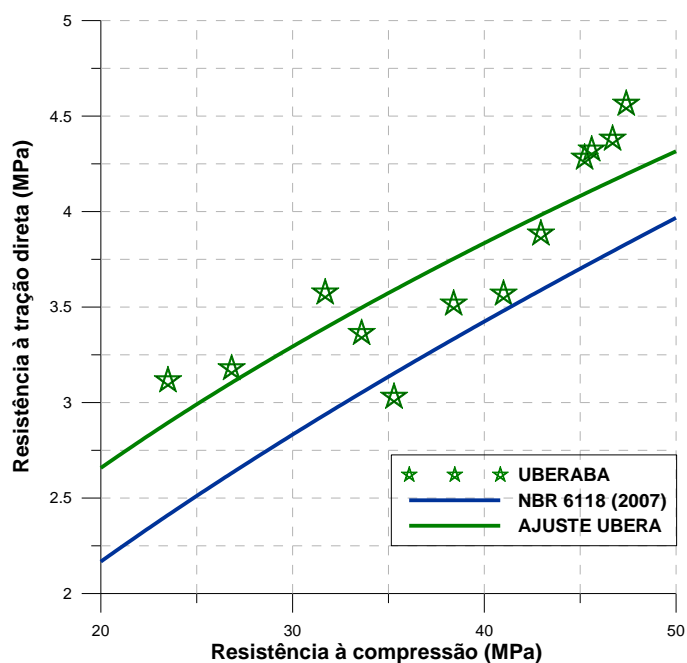


Figura 100 - Resistência à tração dos concretos produzidos com basalto de Uberaba

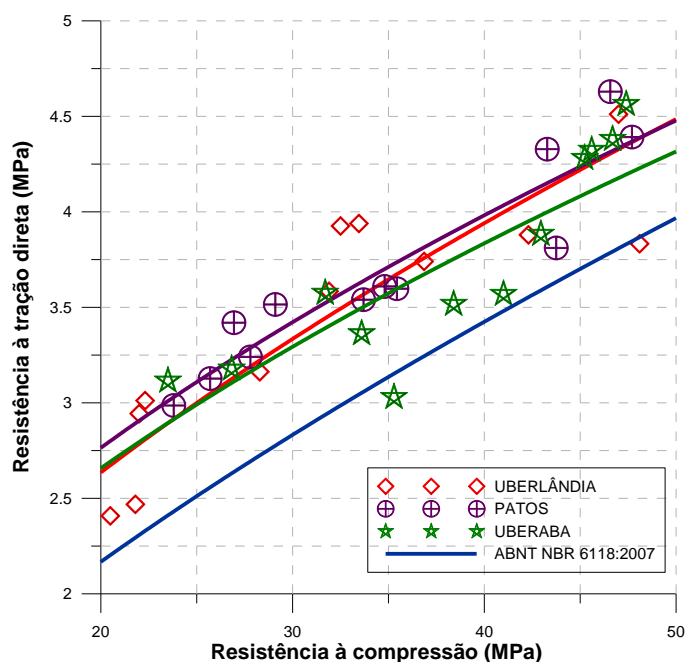


Percebe-se que a resistência à tração por compressão diametral aumentou com o tempo e acompanhou o aumento da resistência à compressão dos concretos estudados demonstrando que existe uma relação entre essas duas propriedades. A razão entre a resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão depende do nível

geral de resistência à compressão; quanto maior a resistência à compressão menor a razão (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Em média o traço C20-BA apresentou  $f_{st}/f_{cm}$  de 0,12, C30-BA apresentou  $f_{st}/f_{cm}$  de 0,115 e C40-BA apresentou  $f_{st}/f_{cm}$  de 0,09, valores condizentes aos encontrados por Furnas (1997) de 0,119 e 0,107 para as classes C20 e C30 respectivamente. Os concretos produzidos com agregado dolomítico apresentaram as seguintes relações: C20-DO  $f_{st}/f_{cm}$  de 0,12; C30-DO  $f_{st}/f_{cm}$  de 0,11 e C40-DO  $f_{st}/f_{cm}$  de 0,09.

Na Figura 101 são apresentados os resultados para resistência à tração dos concretos estudados, os concretos produzidos com dolomito apresentaram valores superiores aos concretos dosados com basalto.

Figura 101 - Resultados de resistência à tração dos concretos estudados



Observa-se que os valores da resistência à tração aumentaram de maneira direta e coerente com as classes de concreto C20, C30 e C40 independente do agregado utilizado. Todos os resultados de resistência à tração direta, mostrados na Figura 102, se mantiveram dentro dos limites propostos pelas equações 4 e 5 da norma ABNT NBR 6118:2007.

Figura 102- Comparação dos resultados e limites propostos pela norma ABNT NBR 6118:2007

