

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE MATERIAIS E
CONSTRUÇÃO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

**ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE
ESTÁTICO E DINÂMICO DO CONCRETO DE
CIMENTO PORTLAND ATRAVÉS DE ENSAIOS DE
COMPRESSÃO SIMPLES E DE FREQUÊNCIA
RESSONANTE**

Sílvia Martins de Almeida

**Belo Horizonte
2012**

**ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE
ESTÁTICO E DINÂMICO DO CONCRETO DE
CIMENTO PORTLAND ATRAVÉS DE ENSAIOS DE
COMPRESSÃO SIMPLES E DE FREQUÊNCIA
RESSONANTE**

Sílvio Martins de Almeida

Sílvia Martins de Almeida

**ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE
ESTÁTICO E DINÂMICO DO CONCRETO DE
CIMENTO PORTLAND ATRAVÉS DE ENSAIOS DE
COMPRESSÃO SIMPLES E DE FREQUÊNCIA
RESSONANTE**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Construção Civil da Universidade Federal de Minas Gerais como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Área de concentração: Materiais de Construção Civil

Linha de pesquisa: Materiais Cimentícios

Orientadora: Profa. Dra. Maria Teresa Paulino Aguiar

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG
2012

A447a

Almeida, Sílvia Martins.

Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto de cimento Portland através de ensaios de compressão simples e de frequência ressonante [manuscrito] / Sílvia Martins de Almeida. – 2012. 213 f., enc.: il.

Orientadora: Maria Teresa Paulino Aguiar.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia.

Apêndices: f.168-213.

Bibliografia: f. 164-167.

1. Construção civil – Teses. 2. Cimento Portland – Teses. I. Aguiar, Maria Teresa Paulino. II. Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 691(043)

Sílvio Martins de Almeida

**ANÁLISE DO MÓDULO DE ELASTICIDADE
ESTÁTICO E DINÂMICO DO CONCRETO DE
CIMENTO PORTLAND ATRAVÉS DE ENSAIOS DE
COMPRESSÃO SIMPLES E DE FREQUÊNCIA
RESSONANTE**

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Construção Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-graduação em Construção Civil do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

Belo Horizonte, 15 de maio de 2012.

Prof. Antônio Neves de Carvalho Júnior
Coordenador do Programa de Pós-graduação em Construção Civil

BANCA EXAMINADORA

Profa. Dra. Maria Teresa Paulino Aguilar
Orientadora – (UFMG/DEMC)

Prof. Dr. Adriano de Paula e Silva
(UFMG/DEMC)

Prof. Dr. Paulo Augusto Diniz Silva
(IFG - Campus Goiânia)

Prof. Dr. Cláudio José Martins
(CEFET-MG)

Não sei de que modo o mundo me vê. Mas a mim mesmo, pareço ter sido apenas um menino brincando na praia, entretendo-me com encontrar, de quando em quando, um seixo mais liso ou uma concha mais bela que o ordinário, enquanto todo o vasto oceano da verdade jazia inexplorado diante de mim.

Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, que a todo o momento tem provado que está no comando de todas as coisas.

À professora Maria Teresa pela oportunidade me dada, pelos ensinamentos, confiança, convivência, aprendizado e apoio que foram fundamentais para a minha formação.

À Cláudia Pires Lessa e à Vina pela generosidade, pelas bolsas de estudo que possibilitaram a conclusão deste curso, além da oportunidade de fazer parte do Grupo NOC - Novos Olhares sobre a Construção, dedicado à sustentabilidade, onde foram desenvolvidas várias pesquisas, tema de vários artigos científicos e dissertações.

Ao Alberto Carlos de Sousa, pelo seu apoio, colaboração e incentivo me dispensado durante todo o período da minha formação.

À minha família, pelos ensinamentos constantes em toda a minha vida.

Ao professor Paulo Augusto Diniz Silva, pelo seu entusiasmo, dedicação e disposição ao ensino. Obrigado pelo acolhimento, convivência e amizade durante o período de um ano em Belo Horizonte e por tudo que fez por mim.

Ao técnico do Laboratório de Concreto da fábrica de cimento da Lafarge em Matozinhos-MG, Adilson Procópio, pela convívio e disponibilidade a mim dispensada, contribuindo muito para meu aprendizado na área de concretos.

À Lafarge Brasil, na pessoa do Luciano Marques, idealizador da parceria técnico-científica entre a empresa e a Escola de Engenharia da UFMG.

À Lafarge Concretos de Olhos D'Água, pelo apoio do grupo técnico e de toda a equipe do laboratório de concretos, principalmente do engenheiro Carlos Resende, pela atenção e amizade.

Aos amigos, pelo companheirismo, confiança e amizade. Dentre tantos, Wesley Carlos, Gleissiman, Cidiney Silva e Fabrício Vieira Bonfim.

Aos professores e servidores do Programa de Pós-graduação em Construção Civil, pelos ensinamentos e apoios recebidos. Obrigado à Ivonete e Marina, pelo suporte me oferecido à distância.

Aos professores examinadores Adriano de Paula e Silva, Cláudio José Martins e Paulo Augusto Diniz Silva, por terem aceitado examinar esse trabalho e pela dedicação a ele dispensada, além das sugestões apresentadas.

A todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização desse trabalho.

RESUMO

Existem diferentes métodos de avaliação o módulo de Young. O mais usual consiste em submeter o material a uma força de tração ou compressão e medir sua deformação. O valor obtido do módulo de elasticidade para os materiais homogêneos que obedecem a Lei de *Hooke* são obtidos em ensaios realizados com velocidade de deformação controlada em uma máquina rígida. Para materiais que possuem uma alta constante de amortecimento deve-se considerar que a tensão e a deformação são dependentes do tempo e da frequência. A maioria dos compostos também se enquadra nesta situação devido à presença das interfaces. Diferentes técnicas experimentais podem ser utilizadas para a determinação da rigidez desses materiais: frequência ressonante, decremento da vibração livre, rotação de vigas, de pulsos e métodos térmicos. No caso de compostos cimentícios comumente se utiliza o ensaio de compressão ou equações empíricas que relacionam o módulo com a massa específica e a resistência à compressão. Neste trabalho são analisados comparativamente os módulos de elasticidade de compostos cimentícios de engenharia determinados através dos ensaios de resistência à compressão simples e frequência ressonante forçada.

Palavras-chaves: módulo de elasticidade estático, frequência ressonante, módulo de elasticidade dinâmico, concretos de cimento *Portland*.

ABSTRACT

There are different methods of evaluating the Young's modulus. The most common methods involves the measurement the tensile/compressive strength and the strain of the material. The obtained value of the modulus of elasticity for homogeneous materials that behave according to Hooke's Law are obtained from tests with controlled strain rate in a rigid machine. For materials which have a high damping constant, it must be considered that the stress and deformation are dependent on time and frequency. Most compounds also behaves in the same way because of the presence of interfaces. For these materials, different experimental techniques can be used to determine the stiffness: resonant frequency, decreasing of free vibration, rotation of beams, and thermal methods. Even so, for cementitious compounds, the compression test and the use of empirical equations that relate the module with the specific mass and compressive strength are commonly used to determine de elastic modulus. This paper comparatively analyzed the modulus of elasticity of engineering cementitious composite determined through testing compressive strength and forced resonant frequency.

Keywords: static elasticity modulus, resonant frequency, dynamic modulus of elasticity, Portland cement concrete.

SUMÁRIO

SUMÁRIO.....	X
LISTA DE FIGURAS.....	XII
LISTA DE TABELAS.....	XIII
LISTA DE GRÁFICOS.....	XV
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	XXI
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XXII
1 INTRODUÇÃO.....	24
2 OBJETIVO.....	26
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	27
3.1 CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND.....	27
3.1.1 <i>CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS</i>	27
3.1.1.1 ÁGUA.....	27
3.1.1.2 CIMENTO PORTLAND.....	28
3.1.1.3 AGREGADOS.....	29
• CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS.....	30
• PROPRIEDADES FÍSICAS DOS AGREGADOS.....	31
3.1.2 <i>ESTUDO DA DOSAGEM DOS CONCRETOS</i>	37
3.1.3 <i>MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA</i>	45
3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO.....	45
3.2.1 <i>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES</i>	45
3.2.2 <i>MÓDULO DE ELASTICIDADE</i>	53
3.2.3 <i>MÓDULO DE RESILIÊNCIA</i>	57
3.2.4 <i>TENACIDADE</i>	58
3.3 MÉTODOS DE MEDIÇÃO.....	58
3.3.1 <i>MÉTODOS DIRETOS</i>	59
3.3.1.1 <i>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO</i>	59
3.3.1.2 <i>MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO</i>	59
3.3.2 <i>MÉTODOS INDIRETOS</i>	61
3.3.2.1 <i>FREQUÊNCIA RESSONANTE</i>	61
3.3.2.2 <i>EQUAÇÕES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DA FREQUÊNCIA RESSONANTE</i>	74
3.3.2.3 <i>FATOR DE QUALIDADE DO SISTEMA</i>	77
3.4 EQUAÇÕES EMPÍRICAS DAS NORMAS.....	79
3.4.1 <i>EQUAÇÕES PARA ESTIMAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA</i>	79
3.4.1.1 <i>NORMA BRASILEIRA (NBR 6118/2003)</i>	79
3.4.1.2 <i>NORMA AMERICANA (ACI 209/1997)</i>	80
3.4.1.3 <i>NORMA EUROPEIA (CEB-FIP 1990)</i>	80
3.4.2 <i>EQUAÇÕES PARA ESTIMAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE</i> 81.....	81
3.4.2.1 <i>NORMA BRASILEIRA (NBR 6118/2003)</i>	81
3.4.2.2 <i>NORMA AMERICANA (ACI 209/1997)</i>	82
3.4.2.3 <i>NORMA EUROPEIA (CEB-FIP 1990)</i>	82
3.4.3 <i>EQUAÇÕES PARA ESTIMAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE</i> 82.....	82
3.4.3.1 <i>NORMA BRASILEIRA (NBR 6118/2003)</i>	83
3.4.3.2 <i>NORMA AMERICANA (ACI 209/1997)</i>	83
3.4.3.3 <i>NORMA EUROPEIA (CEB-FIP 1990)</i>	83
4 METODOLOGIA.....	84
4.1 <i>CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS</i>	84
4.1.1 <i>ENSAIOS FÍSICOS, QUÍMICOS E MECÂNICOS DO CIMENTO PORTLAND</i>	84
4.1.1.1 <i>ENSAIOS FÍSICOS E MECÂNICOS DO CIMENTO PORTLAND</i>	84
4.1.1.2 <i>ENSAIOS QUÍMICOS DO CIMENTO PORTLAND</i>	84
4.1.2 <i>CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS</i>	84
4.1.2.1 <i>DETERMINAÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA</i>	84

4.1.2.2	DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS AGREGADOS MIÚDOS	84
4.1.2.3	DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS AGREGADOS GRAÚDOS	85
4.1.2.4	DETERMINAÇÃO DA MASSA UNITÁRIA.....	85
4.1.2.5	DETERMINAÇÃO DO TEOR DE MATERIAIS PULVERULENTOS.....	85
4.1.2.6	DETERMINAÇÃO DO TEOR DE IMPUREZA ORGÂNICA	85
4.1.2.7	DETERMINAÇÃO DO TEOR DE ARGILA EM TORRÕES E MATERIAIS FRIÁVEIS	
	85	
4.2	MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA	85
4.3	DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	85
4.4	DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE	86
4.5	ENSAIO DE FREQUÊNCIA RESSONANTE	88
5	RESULTADOS.....	90
5.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	90
5.1.1	<i>CIMENTO.....</i>	90
5.1.2	<i>AGREGADOS MIÚDOS.....</i>	91
5.1.2.1	<i>AREIA NATURAL.....</i>	91
5.1.2.2	<i>AREIA ARTIFICIAL.....</i>	92
5.1.3	<i>AGREGADOS GRAÚDOS.....</i>	93
5.1.3.1	<i>BRITA 0.....</i>	93
5.1.3.2	<i>BRITA 1.....</i>	95
5.2	RESULTADO DO ESTUDO DE DOSAGENS	96
5.3	RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO	102
5.4	DISCUSSÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS.....	106
5.4.1	<i>RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....</i>	106
5.4.2	<i>MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE.....</i>	113
5.4.3	<i>MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE.....</i>	122
5.4.4	<i>FREQUÊNCIA RESSONANTE.....</i>	129
5.4.4.1	<i>FREQUÊNCIA RESSONANTE EM CONCRETOS.....</i>	130
5.4.5	<i>MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO.....</i>	140
5.4.5.1	<i>MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM CONCRETOS.....</i>	141
5.4.6	<i>RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O MÓDULO DE ELASTICIDADE.....</i>	146
5.4.7	<i>MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....</i>	158
5.4.8	<i>TENACIDADE.....</i>	159
6	CONCLUSÕES	162
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	164
8	APÊNDICES.....	168
8.1	APÊNDICE A.....	168
8.2	APÊNDICE B.....	206
8.2.1	<i>FREQUÊNCIA RESSONANTE EM METAIS.....</i>	206
8.2.2	<i>MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM METAIS.....</i>	211

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 3.1 – ESTADO DE TENSÕES.....	46
FIGURA 3.2 – INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO ALTURA/DIÂMETRO SOBRE A RESISTÊNCIA APARENTE DE UM CILINDRO (NEVILLE. 1997, P. 584).	47
FIGURA 3.3 - COMPARAÇÃO ENTRE OS COMPORTAMENTOS DE MATERIAIS DÚCTIL E FRÁGIL (GARCIA; SPIM E SANTOS. 2000, P. 29).....	48
FIGURA 3.4 – COMPARAÇÃO ENTRE OS COMPORTAMENTOS A TRAÇÃO E COMPRESSÃO DO CONCRETO (GARCIA; SPIM E SANTOS. 2000, P. 48).....	49
FIGURA 3.5 – DIAGRAMA DE DISTRIBUIÇÃO NORMAL (ISAIA. 2005, P. 619).....	51
FIGURA 3.6 – DIAGRAMA DA FREQUÊNCIA DE UMA AMOSTRA DE N CORPOS-DE-PROVA DE CONCRETO (ISAIA. 2005, P. 618).....	51
FIGURA 3.7 – FATORES QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA DO CONCRETO (MEHTA E MONTEIRO. 2008, P. 67).	52
FIGURA 3.8 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA E O FATOR ÁGUA/CIMENTO (NEVILLE. 1997, P. 278). ...	52
FIGURA 3.9 – DIAGRAMA DA RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.	54
FIGURA 3.10 - REPRESENTAÇÃO DAS LIGAÇÕES INDIVIDUAIS DOS ÁTOMOS DENTRO DE UM CRISTAL. ...	54
FIGURA 3.11 – VÁRIOS PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM O MÓDULO DE ELASTICIDADE DO CONCRETO (MEHTA E MONTEIRO, 2008, P. 96).....	56
FIGURA 3.12 – COMPORTAMENTOS TÍPICOS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA PASTA DE CIMENTO, AGREGADO E CONCRETO (HSU, T. C., ACI MONOGRAPH 6, P. 100, 1971).....	57
FIGURA 3.13 - REPRESENTAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO SECANTE, E_{cs} (NBR 8522).	60
FIGURA 3.14 - REPRESENTAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO TANGENTE INICIAL, E_{ci} (NBR 8522). ...	61
FIGURA 3.15 – AMPLITUDE DE UM OSCILADOR FORÇADO EM FUNÇÃO DA FREQUÊNCIA ANGULAR DA FORÇA EXCITADORA (RESNICK; HALLIDAY E KRANE. 2003, P. 102).	62
FIGURA 3.16 – NÃO LINEARIDADE ALÉM DO LIMITE DE PROPORCIONALIDADE (RAO. 2008, P. 12).	63
FIGURA 3.17 – CONFIGURAÇÃO DO TESTE PARA MEDIR A FREQUÊNCIA RESSONANTE (BS 1881: PART 209:1990)	64
FIGURA 3.18 - FREQUÊNCIA RESSONANTE LONGITUDINAL ESTIMADA. FONTE: MANUAL ELECTRONICS, CNS (1995).	65
FIGURA 3.19 – ACELERÔMETRO ELETROMECAÂNICO. <i>DE SYSTEMS DYNAMICS AND CONTROL 1 ST EDITION BY UMES-ERONINI</i> (BALACHANDRAN E MAGRAD. 2011, P. 49).	67
FIGURA 3.20 – PROJETO PARA VIBRAÇÃO (BALACHANDRAN E MAGRAD. 2011, P. 53).	68
FIGURA 3.21 – VIBRAÇÕES VERTICAIS DE UM SISTEMA MOLA-MASSA-AMORTECEDOR (BALACHANDRAN E MAGRAD. 2011, P. 63).	69
FIGURA 3.22 – MOVIMENTO OSCILATÓRIO SENOIDAL FORÇADO COM AMORTECIMENTO. A SOLUÇÃO DO ESTADO ESTACIONÁRIO X_p , A SOLUÇÃO TEMPORÁRIA X_c E A SOMA X SÃO MOSTRADOS EM (A) PARA FREQUÊNCIA FORÇADA MAIOR DO QUE A FREQUÊNCIA RESSONANTE E EM (B) PARA FREQUÊNCIA FORÇADA MENOR DO QUE A FREQUÊNCIA RESSONANTE (THORNTON E MARION. 2011, P. 106).	73
FIGURA 3.23 - MODELO MOLA-AMORTECEDOR DE VÁRIOS MATERIAIS VISCOELÁSTICOS.	74
FIGURA 3.24 – AMPLITUDE EM FUNÇÃO DA FREQUÊNCIA DE IMPULSÃO Ω PARA VÁRIOS VALORES DO FATOR DE QUALIDADE Q (THORNTON E MARION. 2011, P. 107).	78
FIGURA 3.25 - AMPLITUDE DE VIBRAÇÃO X FREQUÊNCIA.....	78
FIGURA 3.26 – CURVA DA HARMÔNICA MOSTRANDO OS PONTOS DE MEIA POTÊNCIA. (RAO. 2008, P. 108).	79
FIGURA 4.1 – PRENSA HIDRÁULICA PAVITEST DA CONTENCO E MEDIDOR DE DEFORMAÇÕES DIGITAL MITUTOYO.....	86
FIGURA 4.2 - EQUIPAMENTO PARA DETERMINAR A FREQUÊNCIA RESSONANTE - ERUDITE MKII (LABORATÓRIO DE MATERIAIS - UFMG).	88

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 – TIPOS DE CIMENTO <i>PORTLAND</i> PRODUZIDOS NO BRASIL.....	28
TABELA 3.2 – EXIGÊNCIAS FÍSICAS E MECÂNICAS DOS CIMENTOS <i>PORTLAND</i> SEGUNDO AS NORMAS BRASILEIRAS.	29
TABELA 3.3 – EXIGÊNCIAS QUÍMICAS PARA OS CIMENTOS <i>PORTLAND</i> SEGUNDO AS NORMAS BRASILEIRAS.	29
TABELA 3.4 – SÉRIES DE PENEIRAS.	32
TABELA 3.5 – MASSA MÍNIMA PARA AMOSTRA DE ENSAIO.	32
TABELA 3.6 – LIMITES GRANULOMÉTRICOS DO AGREGADO MIÚDO.	33
TABELA 3.7 – LIMITES GRANULOMÉTRICOS DO AGREGADO GRAÚDO.	33
TABELA 3.8 – CARACTERÍSTICAS DO AGREGADO GRAÚDO EM BH.....	34
TABELA 3.9 – LIMITES ACEITÁVEIS DE SUBSTÂNCIAS NOCIVAS NO AGREGADO MIÚDO.	36
TABELA 3.10 – MASSA MÍNIMA POR AMOSTRA DE ENSAIO.....	37
TABELA 3.11 – RELAÇÃO DOS PRINCIPAIS MÉTODOS DE DOSAGEM COM OS CONSUMOS DE AGREGADOS E CIMENTO.	39
TABELA 3.12 – CONSISTÊNCIA DO CONCRETO EM FUNÇÃO DO TIPO ESTRUTURAL, PARA ADENSAMENTO MECÂNICO.	40
TABELA 3.13 – VALORES DA CURVA DE CONSUMO DE ÁGUA.....	41
TABELA 3.14 – DETERMINAÇÃO CURVA EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE FINURA DA AREIA.	41
TABELA 3.15 – CLASSES DE RESISTÊNCIA DO GRUPO I.....	49
TABELA 3.16 – CLASSES DE RESISTÊNCIA DO GRUPO II.....	49
TABELA 3.17 – QUANTIDADES MECÂNICAS E ELÉTRICAS ANÁLOGAS (THORNTON E MARION. 2011, P. 110).	74
TABELA 3.18 – ÍNDICE DE CORREÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM FUNÇÃO DA NATUREZA DO AGREGADO.....	81
TABELA 3.19 – ÍNDICE DE CORREÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE EM FUNÇÃO DA SUA CONSISTÊNCIA	82
TABELA 5.1 – RESULTADOS DOS ENSAIOS FÍSICOS, QUÍMICOS E MECÂNICOS CPIII 40 RS.....	90
TABELA 5.2 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA NATURAL.....	91
TABELA 5.3 – CARACTERIZAÇÃO DA AREIA NATURAL.	92
TABELA 5.4 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA ARTIFICIAL.....	92
TABELA 5.5 – CARACTERIZAÇÃO DA AREIA ARTIFICIAL.	93
TABELA 5.6 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA BRITA 0.....	94
TABELA 5.7 – CARACTERIZAÇÃO DA BRITA 0.	94
TABELA 5.8 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA BRITA 1.....	95
TABELA 5.9 – CARACTERIZAÇÃO DA BRITA 1.	96
TABELA 5.10 – F_{c28} E F_{ck} EM FUNÇÃO DO A/C DO TRAÇO DO CONCRETO EM ESTUDO.....	96
TABELA 5.11 – DOSAGEM EXPERIMENTAL DO CONCRETO.....	97
TABELA 5.12 – DOSAGEM EXPERIMENTAL DO CONCRETO (%).	98
TABELA 5.13 – RESULTADOS MÉDIOS DOS ENSAIOS DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO, COM SUAS DIFERENÇAS.	102
TABELA 5.14 – RESULTADOS MÉDIOS DOS ENSAIOS DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO, COM SUAS DIFERENÇAS.	102
TABELA 5.15 – RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO – 3 DIAS.....	107
TABELA 5.16 – RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO – 7 DIAS.....	107
TABELA 5.17 – RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO – 28 DIAS.	107
TABELA 5.18 – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE – 3 DIAS.	114
TABELA 5.19 – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE – 7 DIAS.	114
TABELA 5.20 – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE – 28 DIAS.....	114
TABELA 5.21 – TENSÃO DE RUPTURA.	118
TABELA 5.22 – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE – 3 DIAS.	122
TABELA 5.23 – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE – 7 DIAS.	123
TABELA 5.24 – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE – 28 DIAS.	123
TABELA 5.25 – FREQUÊNCIAS DOS CONCRETOS.	130
TABELA 5.26 – FATOR DE QUALIDADE DOS CONCRETOS.....	130
TABELA 5.27 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DOS CONCRETOS.....	141
TABELA 5.28 – MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS CONCRETOS.....	159
TABELA 5.29 – TENACIDADE DOS CONCRETOS.....	160

TABELA 8.1 – FREQUÊNCIA RESSONANTE DOS METAIS.....	206
TABELA 8.2 – ALTA FREQUÊNCIA DOS METAIS.....	206
TABELA 8.3 – BAIXA FREQUÊNCIA DOS METAIS.....	206
TABELA 8.4 – FATOR DE QUALIDADE DOS METAIS.	207
TABELA 8.5 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DOS METAIS.....	212

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 3.1 – CURVA PARA DETERMINAÇÃO DO CONSUMO DE ÁGUA NO TRAÇO DE CONCRETO.	41
GRÁFICO 3.2 – ÁBACO EXPERIMENTAL PARA DETERMINAÇÃO DA PORCENTAGEM DE AREIA (FRANÇA, E. P.)	44
GRÁFICO 5.1 – RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CIMENTO CP III 40 RS.	90
GRÁFICO 5.2 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA NATURAL.	91
GRÁFICO 5.3 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA AREIA ARTIFICIAL.	92
GRÁFICO 5.4 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA BRITA 0.	94
GRÁFICO 5.5 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA BRITA 1.	95
GRÁFICO 5.6 – RELAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE ÁGUA E O DIÂMETRO MÁXIMO.	99
GRÁFICO 5.7 – RELAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE CIMENTO E O DIÂMETRO MÁXIMO.	99
GRÁFICO 5.8 – RELAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE ARGAMASSA E O DIÂMETRO MÁXIMO.	100
GRÁFICO 5.9 – RELAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE AGREGADOS GRAÚDOS E O DIÂMETRO MÁXIMO.	100
GRÁFICO 5.10 – RELAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE AGREGADOS MIÚDOS E O DIÂMETRO MÁXIMO.	101
GRÁFICO 5.11 – RELAÇÃO ENTRE O CONSUMO DE ÁGUA E O CONSUMO DE CIMENTO.	101
GRÁFICO 5.12 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DINÂMICO E TANGENTE.	103
GRÁFICO 5.13 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE ESTÁTICOS E DINÂMICOS EM FUNÇÃO DA IDADE.	103
GRÁFICO 5.14 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DOS MÓDULOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS EM FUNÇÃO DO FATOR ÁGUA/CIMENTO E BRITA 0 USADA NA CONFECÇÃO DOS CONCRETOS.	104
GRÁFICO 5.15 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DOS MÓDULOS DINÂMICOS E ESTÁTICOS EM FUNÇÃO DO FATOR ÁGUA/CIMENTO E BRITA 1 USADA NA CONFECÇÃO DOS CONCRETOS.	104
GRÁFICO 5.16 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE DINÂMICO E TANGENTE PARA CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	105
GRÁFICO 5.17 – RELAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0, EM FUNÇÃO DO TEMPO.	106
GRÁFICO 5.18 – RELAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 1, EM FUNÇÃO DO TEMPO.	106
GRÁFICO 5.19 – RESULTADOS DOS VALORES MEDIDOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS.	108
GRÁFICO 5.20 – RESULTADOS DOS VALORES MEDIDOS E ESTIMADOS DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS.	108
GRÁFICO 5.21 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O CONSUMO DO CIMENTO.	109
GRÁFICO 5.22 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E A MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO.	109
GRÁFICO 5.23 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O CONSUMO DE ARGAMASSA.	110
GRÁFICO 5.24 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DA RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	111
GRÁFICO 5.25 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DA RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	111
GRÁFICO 5.26 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DA RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	112
GRÁFICO 5.27 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DA RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	112
GRÁFICO 5.28 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DA RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	113
GRÁFICO 5.29 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DA RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	113
GRÁFICO 5.30 – RESULTADOS DOS VALORES MEDIDOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS.	115
GRÁFICO 5.31 – RESULTADOS DOS VALORES MEDIDOS E ESTIMADOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE TANGENTE.	115
GRÁFICO 5.32 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO.	116

GRÁFICO 5.33 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E O CONSUMO DE CIMENTO.	116
GRÁFICO 5.34 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E O CONSUMO DE ARGAMASSA.	117
GRÁFICO 5.35 – GRÁFICO TENSÃO-DEFORMAÇÃO.	117
GRÁFICO 5.36 – CURVA DE ABRAMS – TENSÃO DE RUPTURA B0.	119
GRÁFICO 5.37 – CURVA DE ABRAMS – TENSÃO DE RUPTURA B1.	119
GRÁFICO 5.38 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	120
GRÁFICO 5.39 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	120
GRÁFICO 5.40 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	120
GRÁFICO 5.41 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	121
GRÁFICO 5.42 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	121
GRÁFICO 5.43 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	122
GRÁFICO 5.44 – RESULTADOS DOS VALORES MEDIDOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE SECANTE DOS CONCRETOS.	123
GRÁFICO 5.45 – RESULTADOS DOS VALORES MEDIDOS E ESTIMADOS DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE SECANTE.	124
GRÁFICO 5.46 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO.	125
GRÁFICO 5.47 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E O CONSUMO DE CIMENTO.	125
GRÁFICO 5.48 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E O CONSUMO DE ARGAMASSA.	125
GRÁFICO 5.49 – RELAÇÃO ENTRE O E_s (0,85. E_r) E O E_s (MEDIDO) - 3 DIAS.	126
GRÁFICO 5.50 – RELAÇÃO ENTRE O E_s (0,85. E_r) E O E_s (MEDIDO) - 7 DIAS.	126
GRÁFICO 5.51 – RELAÇÃO ENTRE O E_s (0,85. E_r) E O E_s (MEDIDO) - 28 DIAS.	126
GRÁFICO 5.52 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	127
GRÁFICO 5.53 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	127
GRÁFICO 5.54 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	128
GRÁFICO 5.55 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	128
GRÁFICO 5.56 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	129
GRÁFICO 5.57 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DE SECANTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E OS MEDIDOS NOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO.	129
GRÁFICO 5.58 – RELAÇÃO ENTRE A FREQUÊNCIA RESSONANTE E A IDADE.	131
GRÁFICO 5.59 – RELAÇÃO ENTRE A ALTA FREQUÊNCIA E A IDADE.	131
GRÁFICO 5.60 – RELAÇÃO ENTRE A BAIXA FREQUÊNCIA E A IDADE.	131
GRÁFICO 5.61 – RELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE QUALIDADE E A IDADE.	132

GRÁFICO 5.62 – FREQUÊNCIA RESSONANTE.....	132
GRÁFICO 5.63 – ALTA FREQUÊNCIA.....	132
GRÁFICO 5.64 – BAIXA FREQUÊNCIA.....	133
GRÁFICO 5.65 – COEFICIENTE DE QUALIDADE.....	133
GRÁFICO 5.66 – RESULTADOS DOS VALORES MEDIDOS DAS FREQUÊNCIAS DOS CONCRETOS.....	133
GRÁFICO 5.67 – RELAÇÃO ENTRE A FREQUÊNCIA RESSONANTE E A MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO.	134
GRÁFICO 5.68 – RELAÇÃO ENTRE A FREQUÊNCIA RESSONANTE E O CONSUMO DE CIMENTO.....	135
GRÁFICO 5.69 – RELAÇÃO ENTRE A FREQUÊNCIA RESSONANTE E O CONSUMO DE ARGAMASSA.....	135
GRÁFICO 5.70 – RESULTADOS DOS VALORES DAS MASSAS ESPECÍFICAS MEDIDAS DOS CONCRETOS.....	136
GRÁFICO 5.71 – RELAÇÃO ENTRE A FREQUÊNCIA RESSONANTE (<i>Fr</i>) E O FATOR DE QUALIDADE.....	137
GRÁFICO 5.72 – RELAÇÃO ENTRE A ALTA FREQUÊNCIA (<i>Fh</i>) E O FATOR DE QUALIDADE.....	137
GRÁFICO 5.73 – RELAÇÃO ENTRE A BAIXA FREQUÊNCIA (<i>Fl</i>) E O FATOR DE QUALIDADE.....	138
GRÁFICO 5.74 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA E A FREQUÊNCIA RESSONANTE (<i>Fr</i>).....	138
GRÁFICO 5.75 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E A FREQUÊNCIA RESSONANTE (<i>Fr</i>).....	138
GRÁFICO 5.76 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A FREQUÊNCIA RESSONANTE (<i>Fr</i>).....	139
GRÁFICO 5.77 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DA RESISTÊNCIA E A FREQUÊNCIA RESSONANTE DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.....	139
GRÁFICO 5.78 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A FREQUÊNCIA RESSONANTE DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.....	140
GRÁFICO 5.79 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A FREQUÊNCIA RESSONANTE DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.....	140
GRÁFICO 5.80 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A IDADE DO CONCRETO.....	141
GRÁFICO 5.81 – MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO.....	142
GRÁFICO 5.82 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO.....	143
GRÁFICO 5.83 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E O CONSUMO DE CIMENTO.	143
GRÁFICO 5.84 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E O CONSUMO DE ARGAMASSA.....	143
GRÁFICO 5.85 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO MEDIDO.....	144
GRÁFICO 5.86 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO MEDIDO.....	144
GRÁFICO 5.87 – RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO MEDIDO.....	145
GRÁFICO 5.88 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA NBR 6118 (ABNT, 2003) E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO MEDIDO DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.....	145
GRÁFICO 5.89 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO MEDIDO DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.....	146
GRÁFICO 5.90 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE DOS CONCRETOS ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) E O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO MEDIDO DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.....	146
GRÁFICO 5.91 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA EQUAÇÃO EMPÍRICA DA NBR 6118 (NBR, 2003).....	148
GRÁFICO 5.92 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA EQUAÇÃO EMPÍRICA DA ACI 209R (ACI, 1997).....	148
GRÁFICO 5.93 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA EQUAÇÃO EMPÍRICA DA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).....	149
GRÁFICO 5.94 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA MEDIDA.	149
GRÁFICO 5.95 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA EQUAÇÃO EMPÍRICA DA NBR 6118 (NBR, 2003).....	150

GRÁFICO 5.96 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA EQUAÇÃO EMPÍRICA DA ACI 209R (ACI, 1997).	150
GRÁFICO 5.97 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA EQUAÇÃO EMPÍRICA DA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).	150
GRÁFICO 5.98 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA MEDIDA.	151
GRÁFICO 5.99 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA NBR 6118 (NBR, 2003).	151
GRÁFICO 5.100 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA ACI 209R (ACI, 1997).	152
GRÁFICO 5.101 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA ESTIMADA PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).	152
GRÁFICO 5.102 – RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA MEDIDA.	152
GRÁFICO 5.103 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADOS PELA NBR 6118 (NBR, 2003) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	153
GRÁFICO 5.104 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	153
GRÁFICO 5.105 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	154
GRÁFICO 5.106 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA MEDIDOS DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	154
GRÁFICO 5.107 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADOS PELA NBR 6118 (NBR, 2003) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	155
GRÁFICO 5.108 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADOS PELA ACI 209R (ACI, 1997) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	155
GRÁFICO 5.109 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADOS PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	155
GRÁFICO 5.110 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE E A RESISTÊNCIA MECÂNICA MEDIDOS DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	156
GRÁFICO 5.111 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADA PELA NBR 6118 (NBR, 2003) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	156
GRÁFICO 5.112 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADA PELA ACI 209R (ACI, 1997) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	157
GRÁFICO 5.113 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA MECÂNICA ESTIMADA PELA CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	157
GRÁFICO 5.114 – REGRESSÃO LINEAR DA RELAÇÃO ENTRE OS VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO E A RESISTÊNCIA MECÂNICA MEDIDOS DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	157
GRÁFICO 5.115 – RELAÇÃO ENTRE A RAZÃO E_T/E_D E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO MEDIDOS DOS CONCRETOS PRODUZIDOS COM BRITA 0 E 1.	158
GRÁFICO 5.116 – MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS CONCRETOS EM FUNÇÃO DO TEMPO.	159
GRÁFICO 5.117 – TENACIDADE DOS CONCRETOS EM FUNÇÃO DO TEMPO.	160
GRÁFICO 8.1 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B0.	168
GRÁFICO 8.2 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B1.	168
GRÁFICO 8.3 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA NBR-6118 B0/B1.	169
GRÁFICO 8.4 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA ACI 209 B0/B1.	169
GRÁFICO 8.5 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA CEP-FIP 1990 B0/B1.	169
GRÁFICO 8.6 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B0 – 3 DIAS.	170
GRÁFICO 8.7 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B0 – 7 DIAS.	170

GRÁFICO 8.8 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B0 – 28 DIAS.	170
GRÁFICO 8.9 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B1 – 3 DIAS.	171
GRÁFICO 8.10 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B1 – 7 DIAS.	171
GRÁFICO 8.11 – CURVA DE ABRAMS – RESISTÊNCIA B1 – 28 DIAS.	171
GRÁFICO 8.12 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B0.....	172
GRÁFICO 8.13 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B1.....	172
GRÁFICO 8.14 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE NBR-6118 B0/B1.	173
GRÁFICO 8.15 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE ACI 209 B0.....	173
GRÁFICO 8.16 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE ACI 209 B1.....	173
GRÁFICO 8.17 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE CEB-FIP 1990 B0/B1.	174
GRÁFICO 8.18 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B0 – 3 DIAS.	175
GRÁFICO 8.19 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B0 – 7 DIAS.	175
GRÁFICO 8.20 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B0 – 28 DIAS.	175
GRÁFICO 8.21 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B1 – 3 DIAS.	176
GRÁFICO 8.22 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B1 – 7 DIAS.	176
GRÁFICO 8.23 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE B1 – 28 DIAS.	176
GRÁFICO 8.24 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B0.....	177
GRÁFICO 8.25 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B1.....	177
GRÁFICO 8.26 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE NBR-6118 B0/B1.....	178
GRÁFICO 8.27 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE ACI 209 B0.....	178
GRÁFICO 8.28 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE ACI 209 B1.....	178
GRÁFICO 8.29 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE CEB-FIP 1990 B0/B1.....	179
GRÁFICO 8.30 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B0 – 3 DIAS.	180
GRÁFICO 8.31 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B0 – 7 DIAS.	180
GRÁFICO 8.32 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B0 – 28 DIAS.	180
GRÁFICO 8.33 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B1 – 3 DIAS.	181
GRÁFICO 8.34 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B1 – 7 DIAS.	181
GRÁFICO 8.35 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE B1 – 28 DIAS.	181
GRÁFICO 8.36 – CURVA DE ABRAMS – FREQUÊNCIA RESSONANTE B0.	182
GRÁFICO 8.37 – CURVA DE ABRAMS – FREQUÊNCIA RESSONANTE B1.	182
GRÁFICO 8.38 – CURVA DE ABRAMS – ALTA FREQUÊNCIA B0.	183
GRÁFICO 8.39 – CURVA DE ABRAMS – ALTA FREQUÊNCIA B1.	183
GRÁFICO 8.40 – CURVA DE ABRAMS – BAIXA FREQUÊNCIA B0.....	184
GRÁFICO 8.41 – CURVA DE ABRAMS – BAIXA FREQUÊNCIA B1.....	184
GRÁFICO 8.42 – CURVA DE ABRAMS – FATOR DE QUALIDADE B0.....	185
GRÁFICO 8.43 – CURVA DE ABRAMS – FATOR DE QUALIDADE B1.....	185
GRÁFICO 8.44 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO B0.....	186
GRÁFICO 8.45 – CURVA DE ABRAMS – MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO B1.....	186
GRÁFICO 8.46 – CURVA DE ABRAMS – MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO ENDURECIDO B0.....	187
GRÁFICO 8.47 – CURVA DE ABRAMS – MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO ENDURECIDO B1.....	187
GRÁFICO 8.48 – RESISTÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	188
GRÁFICO 8.49 – RESISTÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	188
GRÁFICO 8.50 – RESISTÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	188
GRÁFICO 8.51 – RESISTÊNCIA NBR-6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	189
GRÁFICO 8.52 – RESISTÊNCIA NBR-6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	189
GRÁFICO 8.53 – RESISTÊNCIA NBR-6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	189
GRÁFICO 8.54 – RESISTÊNCIA ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	190
GRÁFICO 8.55 – RESISTÊNCIA ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	190
GRÁFICO 8.56 – RESISTÊNCIA ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	190
GRÁFICO 8.57 – RESISTÊNCIA CEP-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	191
GRÁFICO 8.58 – RESISTÊNCIA CEP-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	191
GRÁFICO 8.59 – RESISTÊNCIA CEP-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	191
GRÁFICO 8.60 – MÓDULO TANGENTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	192
GRÁFICO 8.61 – MÓDULO TANGENTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	192
GRÁFICO 8.62 – MÓDULO TANGENTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	192
GRÁFICO 8.63 – MÓDULO TANGENTE NBR 6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	193
GRÁFICO 8.64 – MÓDULO TANGENTE NBR 6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	193
GRÁFICO 8.65 – MÓDULO TANGENTE NBR 6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	193
GRÁFICO 8.66 – MÓDULO TANGENTE ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	194

GRÁFICO 8.67 – MÓDULO TANGENTE ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	194
GRÁFICO 8.68 – MÓDULO TANGENTE ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	194
GRÁFICO 8.69 – MÓDULO TANGENTE CEB-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	195
GRÁFICO 8.70 – MÓDULO TANGENTE CEB-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	195
GRÁFICO 8.71 – MÓDULO TANGENTE CEB-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	195
GRÁFICO 8.72 – MÓDULO SECANTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	196
GRÁFICO 8.73 – MÓDULO SECANTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	196
GRÁFICO 8.74 – MÓDULO SECANTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	196
GRÁFICO 8.75 – MÓDULO SECANTE NBR 6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	197
GRÁFICO 8.76 – MÓDULO SECANTE NBR 6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	197
GRÁFICO 8.77 – MÓDULO SECANTE NBR 6118 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	197
GRÁFICO 8.78 – MÓDULO SECANTE ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	198
GRÁFICO 8.79 – MÓDULO SECANTE ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	198
GRÁFICO 8.80 – MÓDULO SECANTE ACI 209 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	198
GRÁFICO 8.81 – MÓDULO SECANTE CEB-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	199
GRÁFICO 8.82 – MÓDULO SECANTE CEB-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	199
GRÁFICO 8.83 – MÓDULO SECANTE CEB-FIP 1990 X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	199
GRÁFICO 8.84 – FREQUÊNCIA RESSONANTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	200
GRÁFICO 8.85 – FREQUÊNCIA RESSONANTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	200
GRÁFICO 8.86 – FREQUÊNCIA RESSONANTE X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	200
GRÁFICO 8.87 – ALTA FREQUÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	201
GRÁFICO 8.88 – ALTA FREQUÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	201
GRÁFICO 8.89 – ALTA FREQUÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	201
GRÁFICO 8.90 – BAIXA FREQUÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	202
GRÁFICO 8.91 – BAIXA FREQUÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	202
GRÁFICO 8.92 – BAIXA FREQUÊNCIA X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	202
GRÁFICO 8.93 – FATOR DE QUALIDADE X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.....	203
GRÁFICO 8.94 – FATOR DE QUALIDADE X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.....	203
GRÁFICO 8.95 – FATOR DE QUALIDADE X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	203
GRÁFICO 8.96 – MÓDULO DINÂMICO X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	204
GRÁFICO 8.97 – MÓDULO DINÂMICO X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	204
GRÁFICO 8.98 – MÓDULO DINÂMICO X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.	204
GRÁFICO 8.99 – MÓDULO DINÂMICO X DIÂMETRO MÁXIMO – 3 DIAS.	205
GRÁFICO 8.100 – MÓDULO DINÂMICO X DIÂMETRO MÁXIMO – 7 DIAS.	205
GRÁFICO 8.101 – MÓDULO DINÂMICO X DIÂMETRO MÁXIMO – 28 DIAS.....	205
GRÁFICO 8.102 – RELAÇÃO ENTRE A FREQUÊNCIA RESSONANTE E O COMPRIMENTO DA AMOSTRA....	207
GRÁFICO 8.103 – RELAÇÃO ENTRE A ALTA FREQUÊNCIA E O COMPRIMENTO DA AMOSTRA.....	207
GRÁFICO 8.104 – RELAÇÃO ENTRE A BAIXA FREQUÊNCIA E O COMPRIMENTO DA AMOSTRA.	208
GRÁFICO 8.105 – RELAÇÃO ENTRE O FATOR DE QUALIDADE E O COMPRIMENTO DA AMOSTRA.....	208
GRÁFICO 8.106 – RELAÇÃO ENTRE A FREQUÊNCIA RESSONANTE E O COMPRIMENTO/ESPESSURA DA AMOSTRA.	209
GRÁFICO 8.107 – RELAÇÃO ENTRE A ALTA FREQUÊNCIA E O COMPRIMENTO/ESPESSURA DA AMOSTRA.	209
GRÁFICO 8.108 – RELAÇÃO ENTRE A BAIXA FREQUÊNCIA E O COMPRIMENTO/ESPESSURA DA AMOSTRA.	209
GRÁFICO 8.109 – RELAÇÃO ENTRE O COEFICIENTE DE QUALIDADE E O COMPRIMENTO/ESPESSURA DA AMOSTRA.	210
GRÁFICO 8.110 – RELAÇÃO ENTRE A MASSA ESPECÍFICA E O COMPRIMENTO DA AMOSTRA.	210
GRÁFICO 8.111 – RELAÇÃO ENTRE A MASSA ESPECÍFICA E O COMPRIMENTO/ESPESSURA DA AMOSTRA.	211
GRÁFICO 8.112 – RELAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DOS METAIS X COMPRIMENTO.	212
GRÁFICO 8.113 – RELAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO DOS METAIS X COMPRIMENTO/ESPESSURA.	212

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ACI	American Concrete Institute.
ASTM	American Society for Testing and Materials.
BS	British Standards.
CEB	Comité Euro-internatinal du Béton.
CP	Cimento Portland.
DEMC	Departamento de Engenharia de Materiais e Construção.
FRF	Função de resposta de frequência.
Hz	Hertz.
NBR	Norma Brasileira.
Pa	Pascal
RS	Resistente à sulfatos.
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais.

LISTA DE SÍMBOLOS

• Letras minúsculas

a	Aceleração
a/c	Fator água/cimento.
b	Dimensão da seção transversal do prisma (altura e largura).
dm ³	Decímetro cúbico.
f _c	Resistência à compressão do concreto.
f _{cd}	Resistência de cálculo à compressão do concreto.
f _{ck}	Resistência característica à compressão do concreto.
f _{cj}	Resistência à compressão do concreto a j dias.
f _{cm}	Resistência média à compressão do concreto.
fh	Frequência de um lado da f _r no qual a amplitude de vibração cai à 0,707 de f _r , Hz.
fl	Frequência de um lado da f _r no qual a amplitude de vibração cai à 0,707 de f _r , Hz.
f _n	Frequência natural, Hz.
fr	Frequência ressonante, Hz.
g	Grama
k	rigidez da mola ou constante elástica.
kg	Quilo grama
kHz	Quilo Hertz.
m	Massa.
m	Metro.
mm	Milímetros.
m ³	Metro cúbico.
mg	Miligramas.
ppm	Parte por milhão.
rad	Radianos.
s	Segundos.
t	Coefficiente de distribuição <i>Student</i> .
u _r	Módulo de resiliência.
u _t	Tenacidade.

• Letras maiúsculas

A	Área
B0	Brita zero.
B1	Brita um.
E	Módulo de elasticidade.
E _{ci}	Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo sempre ao módulo cordal a 30% f _c .

E_{cs}	Módulo de elasticidade secante do concreto ou módulo de deformação secante do concreto.
E_d	Módulo de elasticidade dinâmico.
E_s	Módulo de elasticidade secante.
E_t	Módulo de elasticidade tangente.
F	Força.
GPa	Giga Pascal.
L	Comprimento da amostra.
M	Momento resultante em torno de um ponto fixo ou centro de massa.
MPa	Mega Pascal.
N	Newton.
Q	Coefficiente de qualidade.
R^2	Coefficiente de correlação.
S_d	Desvio-padrão.
U	Trabalho.

- **Letras gregas**

ρ	Massa específica.
σ	Tensão.
ε	Deformação específica.
ν	Coefficiente de Poisson.
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto.
δ_{st}	Deslocamento estático
ω_n	Frequência natural de sistema de um grau de liberdade, rad/s.
β	Fator de amortecimento.
α	Ângulo de fase.

1 INTRODUÇÃO

O desempenho do concreto para uso em estruturas e seus componentes é usualmente avaliado pela tensão de ruptura sob cargas de compressão, pelo módulo de elasticidade e pela porosidade.

O módulo de elasticidade é comumente obtido a partir de equações empíricas ou por meio do ensaio de compressão simples que exige aparatos e cuidados especiais devido à pequena deformação do concreto. A avaliação do módulo de *Young* no ensaio de compressão se aplicaria apenas a materiais que obedecem à lei de *Hooke*, segundo a qual a deformação elástica de um sólido é proporcional à tensão aplicada. Essa lei descreve com precisão o comportamento elástico de materiais com coeficiente de amortecimento relativamente baixo, como a maioria dos metais.

A relação linear entre a tensão e a deformação traz facilidades na determinação do módulo de *Young*. No entanto, com esse método é comum para obtenção de módulos de mesmos materiais, que diferem entre si em até 30%, mesmo para metais como o aço e o alumínio, que se comportam conforme a lei de *Hooke* (Braga, 2008). Isto ocorre devido diferentes fatores.

A maioria dos sólidos tem deformações elásticas inferiores a 0,001, o que dificulta a precisão da medida do módulo de elasticidade. Outros materiais se deformam muito no regime elástico (deformações da ordem de 4 a 5%), mas a linearidade entre a tensão e a deformação cessa em torno de 0,01. Além disso, se algum outro agente contribuir para a deformação (por exemplo: máquina de teste não muito rígida) as medições podem conduzir ao cálculo de deformações maiores e a valores incorretos de módulos (Hudson, *et al.*, 1976).

Outro fator a ser considerado na medida do módulo de elasticidade é que a linearidade entre a tensão e a deformação depende da taxa de deformação aplicada ao corpo-de-prova. Quanto maior a velocidade de aplicação de carga, maior será o módulo de elasticidade. Para taxas muito lentas, o efeito elástico se superpõe aos de fluência e o módulo tende a diminuir (Coutinho e Gonçalves, 1994).

Para muitos outros materiais, como os polímeros, ferro fundido cinzento e madeira, o amortecimento é tão grande que não pode ser ignorado na determinação do módulo de elasticidade. A maioria dos compostos também se enquadra nesta situação, pois a presença das interfaces interfere no comportamento do conjunto.

Os modelos viscoelásticos consideram a constante elástica e a constante de amortecimento do material e são normalmente introduzidos quando a Lei de *Hooke* não é precisa. Nesses modelos a tensão e a deformação são dependentes do tempo e da frequência. No entanto mesmo no caso de materiais que não obedecem à lei de *Hooke*, como o concreto, é usual que o módulo seja medido a partir do ensaio de compressão/tração (Coutinho e Gonçalves, 1994; Mehta e Monteiro, 2008; Neville, 1997).

Uma segunda possibilidade para determinação experimental do módulo de *Young* é por meio da realização de ensaios dinâmicos (Ashby e Jones 1996a, BSI, 1990, Hu *et al.*, 1999, ASTM, 2008). Diferentes técnicas experimentais podem ser utilizadas para a determinação da rigidez dinâmica e/ou obtenção do amortecimento do material, tais como: frequência ressonante, decremento da vibração livre, rotação de vigas, de pulsos e métodos térmicos.

Esses métodos por considerarem o amortecimento se aplicariam aos materiais elásticos e viscoelásticos.

Atualmente duas técnicas experimentais dinâmicas têm sido muito utilizadas: a da velocidade de propagação de pulsos ultrassônicos através do material e a da frequência ressonante. A primeira técnica baseia-se na relação estabelecida por Rayleigh entre a velocidade de propagação do som em determinada amostra (material, forma e dimensões), sua massa específica e suas características elásticas (Malhotra e Sivasundaram, 1991).

O segundo método dinâmico baseia-se na determinação da frequência natural de vibração do elemento a ser analisado quando o mesmo é submetido a vibrações longitudinais ou transversais ou torcionais. Utilizando-se o valor da frequência natural de vibração, conhecendo-se a massa e a geometria do corpo-de-prova, pode-se estimar o módulo de elasticidade dinâmico. (Almeida, 2005, Malhotra e Sivasundaram, 1991).

Dois métodos utilizam a frequência de ressonância para a determinação da frequência natural: ensaios em que as vibrações podem ser geradas por vibrações mecânicas variáveis (método de ressonância forçada) ou por um impacto (método de vibrações livres). No primeiro método, o corpo-de-prova de dimensões conhecidas é fixado/apoiado e excitado por um vibrador acústico cuja frequência é variada continuamente. As vibrações se propagam pelo corpo-de-prova e são recebidas pelo coletor, posicionado no outro extremo da amostra, onde são amplificadas (acelerômetro) e a amplitude é medida por um indicador adequado. Mudando as condições de suporte do corpo-de-prova, a posição do vibrador acústico e a posição do acelerômetro, podem-se mensurar as frequências ressonantes para a modalidade longitudinal, a modalidade transversal e a modalidade de torção e, assim, calcular o coeficiente de *Poisson*.

No ensaio de impacto, o corpo-de-prova é excitado pelo impacto de um martelo, a frequência natural de vibração da amostra é captada e ampliada da mesma forma que no método de vibração forçada.

Os métodos de frequência ressonante podem ser muito valiosos para o estudo de alguns materiais compostos e/ou viscoelásticos como o concreto, no sentido de obter valores mais precisos.

Considerando que usualmente se avalia o módulo de elasticidade de concretos por ensaios de compressão, o presente trabalho trata da análise dos módulos de elasticidade de uma série de concretos de cimento *Portland* a partir dos ensaios de compressão simples e frequência ressonante, de forma de se avaliar a correlação entre os módulos obtidos por essas diferentes metodologias.

2 OBJETIVO

Este trabalho tem como proposta o estudo do módulo de elasticidade dos concretos através dos ensaios de resistência à compressão simples e frequência ressonante, a fim de correlacioná-los. Para tal foram confeccionados corpos de prova de concretos utilizando cimento *Portland*, areias natural e artificial, brita 0 e 1, com um índice de consistência semelhante, com diferentes fatores de água/cimento (0,45, 0,55, 0,60 e 0,65), ensaiados nas idades de 3, 7 e 28 dias.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND

Convencionalmente, o concreto de cimento *Portland* é um material composto por um aglomerante, pela mistura de um ou mais agregados e água. O concreto deverá apresentar no estado fresco, propriedades de plasticidade que facilitem o seu transporte, lançamento e adensamento e, quando endurecido, propriedades que atendam ao especificado em projeto quanto às resistências à compressão, módulo de elasticidade etc.

O aglomerante hidráulico é um material ligante, geralmente pulverulento, cuja pasta apresenta a propriedade de endurecer apenas pela reação com a água, e que após o seu endurecimento, resiste satisfatoriamente quando submetida à ação de esforços mecânicos. O cimento *Portland* é um aglomerante hidráulico artificial, obtido pela moagem de clínquer com a adição de uma ou mais formas de sulfato de cálcio, e que quando em contato com água entra em processo físico-químico, tornando-se um elemento sólido e com grande resistência à compressão.

Os agregados são materiais granulares, sem forma e volume definidos, geralmente inertes, de dimensões e propriedades adequadas para o uso de engenharia.

Geralmente a água é o solvente mais utilizado na confecção dos concretos. Além da água, os aditivos são solventes muito utilizados na produção de concretos, pois eles são os produtos químicos que adicionados à mistura têm a finalidade de alterar as características do concreto no estado fresco e/ou endurecido.

A mistura desses materiais forma o composto denominado concreto de cimento *Portland*. As partículas dos agregados englobadas por uma matriz porosa de pasta de cimento, com uma zona de transição entre as duas fases, são constituídas de características próprias. A conexão entre os agregados, a pasta de cimento e a zona de transição tem importância significativa nas propriedades do concreto. A zona de transição entre a matriz e o agregado graúdo define a resistência dos concretos de resistências usuais. A resistência à compressão depende também da relação entre as massas de cimento e de água.

3.1.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A caracterização dos materiais é o ato de obter informações, parâmetros das propriedades e as características físicas e mecânicas dos materiais que compõem o concreto, tais como: massa específica, textura, mineralogia, índices de qualidade, resistência aos esforços mecânicos, dentre outras, que são necessárias para o projeto de um material de construção, como o concreto de cimento *Portland*.

3.1.1.1 ÁGUA

A água utilizada no amassamento do concreto não deve conter impureza que possa prejudicar as reações entre ela e os compostos de cimento, sendo que as águas potáveis são boas para o concreto, embora nem todas as águas consideradas boas para o preparo do concreto sejam potáveis. Águas agressivas empregadas no amassamento do concreto têm uma ação muito menos intensa do que a mesma água agindo permanentemente sobre o

concreto endurecido. No concreto fresco a agressão cessa tão logo se processa o endurecimento, ao passo que as águas permanentes renovam o agente agressivo constantemente. Sempre que houver dúvidas quanto à qualidade da água, devem-se fazer ensaios para verificação de sua influência no concreto, principalmente nos tempos de pega e resistência à compressão. Pequenas quantidades de impurezas da água podem ser toleradas, pois exercem pouca influência no concreto. Os principais índices e seus limites são especificados pela NBR 6118 (ABNT, 2003), a saber, são:

- Matéria orgânica (expressa em oxigênio consumido): 3 mg/l
- Resíduo sólido: 5.000 mg/l
- Sulfatos (SO₄): 300 mg/l
- Cloretos (Cl): 500 mg/l
- Açúcar: 5 mg/l
- pH: 5 a 8

Normalmente a influência da água de amassamento nas anomalias do concreto está mais relacionada com o excesso de água empregada na sua confecção, do que os elementos nocivos que nela contêm. A quantidade de água empregada no amassamento deve ser rigorosamente controlada através da medida da plasticidade do tronco de cone.

3.1.1.2 CIMENTO PORTLAND

O cimento *Portland* é um aglomerante hidráulico artificial, obtido pela moagem de clínquer *Portland* (material sinterizado e peletizado, resultante da calcinação da mistura de calcário e argila a uma temperatura de 1450°C, com corretivos químicos de natureza silicosa, aluminosa ou ferrífera) com a adição de uma ou mais formas de sulfato de cálcio, e que após entrar em contato com a água é submetido a processos de transformações químico-mineralógicas, colaborando para agregar os agregados, resultando no compósito concreto de cimento *Portland*. Os tipos e as composições dos cimentos brasileiros devem estar compreendidos entre os limites fixados em normas técnicas como mostrado na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Tipos de cimento *Portland* produzidos no Brasil.

Cimento	Classe resistência	Componentes (% em massa)			
		Clínquer + gesso	Escória	Pozolana	Fíler Calcário
CPI	25, 32, 40	100	-	-	-
CPI-S	25, 32, 40	99-95	-	1-5	-
CPII-E	25, 32, 40	94-56	6-34	-	0-10
CPII-Z	25, 32, 40	94-76	-	6-14	0-10
CPII-F	25, 32, 40	94-90	-	-	6-10
CPIII	25, 32, 40	65-25	35-70	-	0-5
CPIV	25,32	5-45	-	15-50	0-5
CPV-ARI	-	100-95	-	-	0-5
RS	25, 32, 40	-	-	-	-
BC	25, 32, 40	-	-	-	-
CPB	25, 32, 40	-	-	-	-

Os cimentos *Portland* devem atender às exigências físicas, mecânicas e químicas indicadas nas Tabelas 3.2 e 3.3, segundo as normas brasileiras.

Tabela 3.2 – Exigências físicas e mecânicas dos cimentos *Portland* segundo as normas brasileiras.

Cimento	Classe	Finura (%)	Area Esp.	Tempo de Pega		Expansibilidade		Resistência à Compressão		
		# 200 (75 mm)	Blaine (m ² /kg)	início (h)	fim (h)	a frio (mm)	a quente (mm)	3 dias (MPa)	7 dias (MPa)	28 dias (MPa)
CPI	25	≤ 12	≥ 240	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 8	≥ 15	≥ 25
	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 32
	40	≤ 10	≥ 280	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 15	≥ 25	≥ 40
CPI-S	25	≤ 12	≥ 240	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 8	≥ 15	≥ 25
	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 32
	40	≤ 10	≥ 280	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 15	≥ 25	≥ 40
CPII-E	25	≤ 12	≥ 240	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 8	≥ 15	≥ 25
	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 32
	40	≤ 10	≥ 280	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 15	≥ 25	≥ 40
CPII-Z	25	≤ 12	≥ 240	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 8	≥ 15	≥ 25
	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 32
	40	≤ 10	≥ 280	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 15	≥ 25	≥ 40
CPII-F	25	≤ 12	≥ 240	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 8	≥ 15	≥ 25
	32	≤ 12	≥ 260	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 32
	40	≤ 10	≥ 280	≥ 1	≤ 10	≤ 5	≤ 5	≥ 15	≥ 25	≥ 40
CPIII	25	≤ 8	-	≥ 1	≤ 12	≤ 5	≤ 5	≥ 8	≥ 15	≥ 25
	32	≤ 8	-	≥ 1	≤ 12	≤ 5	≤ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 32
	40	≤ 8	-	≥ 1	≤ 12	≤ 5	≤ 5	≥ 12	≥ 23	≥ 40
CPIV	25	≤ 8	-	≥ 1	≤ 12	≤ 5	≤ 5	≥ 8	≥ 15	≥ 25
	32	≤ 8	-	≥ 1	≤ 12	≤ 5	≤ 5	≥ 10	≥ 20	≥ 32
CPV-ARI	-	≤ 6	≥ 300	≥ 1	≤ 12	≤ 5	≤ 5	≥ 24	≥ 34	-
RS	-	≤ 6	≥ 300	≥ 1	≤ 12	≤ 5	≤ 5	≥ 24	≥ 34	-

Tabela 3.3 – Exigências químicas para os cimentos *Portland* segundo as normas brasileiras.

Cimento	Resíduo insolúvel (%)	Perda ao fogo (%)	Teores de óxidos (%)		
			MgO	SO ₃	CO ₂
CPI	≤ 1,0	≤ 2,0	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 1,0
CPI-S	≤ 5,0	≤ 4,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 3,0
CPII-E	≤ 2,5	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0
CPII-Z	≤ 16,0	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0
CPII-F	≤ 2,5	≤ 6,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0
CPIII	≤ 1,5	≤ 4,5	-	≤ 4,0	≤ 3,0
CPIV	-	≤ 4,5	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 3,0
CPV-ARI	≤ 1,0	≤ 4,5	≤ 6,5	(*)	≤ 3,0
RS	-	≤ 4,5	≤ 6,5	(*)	≤ 3,0

(*) ≤ 3,5 para C₃A ≤ 8,0% e ≤ 4,5 para C₃A > 8,0%

Quando os resultados dos ensaios atenderem às condições específicas constantes das normas técnicas, o cimento é automaticamente aceito como um aglomerante hidráulico para a confecção dos corpos-de-prova.

3.1.1.3 AGREGADOS

Os agregados são definidos como os materiais inertes e granulados, que no concreto são ligados por um aglomerante. Sob o ponto de vista econômico, o agregado aumenta consideravelmente o volume da pasta de cimento com um custo bastante reduzido, o que proporciona um produto de baixo custo.

- **CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS**

Os agregados são classificados quanto a sua origem, sua dimensão e sua massa.

- **QUANTO A ORIGEM**

Os agregados se classificam quanto à origem em agregados naturais, artificiais e recicláveis.

Agregados naturais são os encontrados na natureza já aptos para serem usados sem nenhum beneficiamento que não seja a lavagem, peneiramento. Ex. areia de rio, areia de cava, pedregulho etc.

Agregados artificiais são aqueles provenientes dos processos de britagem para se ajustar ao uso como agregados para concreto. Ex. pedra britada, pedrisco, pedregulho britado etc.

Agregados recicláveis são os resíduos industriais granulares que tenham características apropriadas ao uso como agregado ou derivado do beneficiamento de entulho de construção e/ou demolição. Ex. escória de alto forno, resíduo de construção e/ou demolição etc.

- **QUANTO À MASSA UNITÁRIA**

Os agregados se classificam quanto à massa em leves, normais e pesados, e são usados na produção de concretos leves, pesados ou densos. A relação entre a massa do agregado e o volume ocupado pelos grãos, incluindo os vazios, é denominada de massa unitária, que é o que classifica os agregados.

- Leves

Os agregados leves são os que possuem massa unitária menor do que 1 kg/dm^3 . Exemplos: escória, vermiculita, argila expandida etc.

- Normais

Os agregados normais são os que possuem massa unitária entre 1 e $1,7 \text{ kg/dm}^3$. Exemplos: areia quartzosa, pedra britada, seixo, cascalho etc.

- Pesados

Os agregados pesados possuem massa unitária maior do que $1,7 \text{ kg/dm}^3$. Exemplos: hematita, magnetita, barita, limonita etc.

- **QUANTO AO TAMANHO**

A Norma NBR 7211 (ABNT, 1983) fixa as características exigíveis para a recepção e produção dos agregados miúdos e graúdos, de origem natural, já encontrado fragmentado ou resultante do britamento de rochas destinadas à produção de concretos e que já dispõe de histórico de desempenho em concretos de qualidade similar em condições de exposição equivalente à do concreto previsto. Para os efeitos desta Norma:

- Agregado miúdo

Agregado miúdo é a areia de origem natural ou resultante do britamento de rochas estáveis, ou mistura de ambas, cujos

grãos passam pela peneira ABNT 4,8 mm e ficam retidos na peneira ABNT 0,075 mm.

- Agregado graúdo

Agregado graúdo são os pedregulhos ou a brita proveniente de rochas estáveis, ou mistura de ambos, cujos grãos passam por uma peneira de malha quadrada com abertura nominal de 152 mm e ficam retidos na peneira ABNT 4,8 mm.

A brita é um material obtido da trituração da rocha e retido na peneira 4,8 mm. Por razões comerciais, as britas são classificadas em:

- ✓ Brita 0: de 4,8 mm a 9,5 mm.
- ✓ Brita 1: de 9,5 mm a 19 mm.
- ✓ Brita 2: de 19 mm a 38 mm.
- ✓ Brita 3: de 38 mm a 76 mm.
- ✓ Brita 4: acima de 76 mm.

- **PROPRIEDADES FÍSICAS DOS AGREGADOS**

Existe uma série de características dos agregados que necessitam ser analisadas para qualificar os agregados para o uso na fabricação do concreto, que são apresentadas a seguir.

- **COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA**

A composição granulométrica apresenta a distribuição dos grãos que constitui os agregados expressa em porcentagens retidas nas peneiras chamadas série normal ou intermediária. O conjunto de peneiras com suas respectivas aberturas usadas para os ensaios de composição granulométrica é especificado pela Norma NBR 5734 (ABNT, 1972), dividindo-se em peneiras da série normal e série intermediária como na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Séries de peneiras.

Peneiras	
Série Normal (mm)	Série Intermediária (mm)
76	-
-	64
-	50
38	-
-	32
-	25
19	-
-	12,5
9,5	-
-	6,3
4,8	-
2,4	-
1,2	-
0,6	-
0,3	-
0,15	-

Para determinação da composição granulométrica dos agregados, a NBR 7217 (ABNT, 1987) prescreve o método para a determinação da composição granulométrica de agregados graúdos e miúdos. Para a execução do ensaio, a amostra de campo deve ser uma porção representativa, formada a partir de várias amostras parciais, em número suficiente para os ensaios de laboratório, de acordo com a NBR NM 26. De acordo com a NBR NM 27, a amostra é formada após a separação em quarteador próprio. O peso mínimo da amostragem é definido pela NBR 7217 (ABNT, 1987), e indicado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Massa mínima para amostra de ensaio.

Dimensão máxima (mm)	Peso mínimo da amostra (kg)
≤ 4,8	0,5
6,3	3
9,5 a 25	5
32 a 38	10
50	20
64 a 76	30

Segundo a NBR 7211 (ABNT, 1983), a granulometria determinada segundo a NBR 7217 (ABNT, 1987) deve cumprir os limites somente de uma das zonas indicadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Limites granulométricos do agregado miúdo.

Peneira ABNT (mm)	Porcentagem em peso retida acumulada na peneira ABNT			
	Zona 1 (muito fina)	Zona 2 (fina)	Zona 3 (média)	Zona 4 (grossa)
9,5	0	0	0	0
6,3	0 a 3	0 a 7	0 a 7	0 a 7
4,8	0 a 5 ^(A)	0 a 10	0 a 11	0 a 12
2,4	0 a 5 ^(A)	0 a 15 ^(A)	0 a 25 ^(A)	5 ^(A) a 40
1,2	0 a 10 ^(A)	0 a 25 ^(A)	10 ^(A) a 45 ^(A)	30 ^(A) a 70
0,6	0 a 20	21 a 40	41 a 65	66 a 85
0,3	50 a 85 ^(A)	60 ^(A) a 88 ^(A)	70 ^(A) a 92 ^(A)	80 ^(A) a 95
0,15	85 ^(B) a 100	90 ^(B) a 100	90 ^(B) a 100	90 ^(B) a 100

^(A) Pode haver uma tolerância de até um máximo de 5% em um só dos limites marcados com a letra A ou distribuídos em vários deles.

^(B) Para agregado miúdo resultante de britamento (artificial), esse limite pode ser de 80%.

Esses limites são importantes devido a sua influência na trabalhabilidade e no custo. As areias muito grossas geralmente produzem concretos ásperos e poucos trabalháveis, enquanto as areias muito finas aumentam o consumo de água, e conseqüentemente o consumo de cimento, não sendo concretos econômicos. Os concretos com distribuição granulométrica equilibrada produzem concretos mais trabalháveis e econômicos, com menores volumes de vazios, diminuindo as patologias relacionadas à infiltração de agentes agressivos. Segundo a NBR 7211 (ABNT, 1983), a granulometria determinada segundo a NBR 7217 (ABNT, 1987) deve cumprir os limites granulométricos do agregado graúdo. Os requisitos granulométricos do agregado graduado estão indicados na Tabela 3.7 para as suas respectivas graduações.

Tabela 3.7 – Limites granulométricos do agregado graúdo.

Graduação	Porcentagem retida acumulada em peso nas peneiras de abertura nominal												
	152 (mm)	76 (mm)	64 (mm)	50 (mm)	38 (mm)	32 (mm)	25 (mm)	19 (mm)	12,5 (mm)	9,5 (mm)	6,3 (mm)	4,8 (mm)	2,4 (mm)
0	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0-10	-	80-100	95-100
1	-	-	-	-	-	-	0	0-10	-	80-100	92-100	95-100	-
2	-	-	-	-	-	0	0-25	75-100	90-100	95-100	-	-	-
3	-	-	-	0	0-30	75-100	87-100	95-100	-	-	-	-	-
4	-	0	0-30	75-100	90-100	95-100	-	-	-	-	-	-	-
5 ^(A)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

^(A) Para determinadas obras ou concretos, o consumidor pode pactuar com o produtor o fornecimento de agregados cuja viabilidade em suas características difira dos limites indicados.

A dimensão máxima característica é uma grandeza associada à distribuição granulométrica do agregado, correspondente à abertura nominal, em milímetros, da malha da peneira da série normal ou intermediária, na qual apresenta uma porcentagem retida acumulada

igual ou imediatamente inferior a 5% em massa, definida pela NBR 7211 (ABNT, 1983) e NBR 7217 (ABNT, 1987).

O módulo de finura é a soma das porcentagens retidas acumuladas em massa por um agregado, nas peneiras da série normal, dividida por 100, e é definido pela NBR 7211 (ABNT, 1983) e NBR 7217 (ABNT, 1987). O módulo de finura do agregado miúdo, cuja granulometria cumpre com qualquer uma das zonas indicadas na Tabela 3.6, não deve variar em mais de 0,2 para o material de uma mesma origem. Uma diminuição de 0,2 do módulo de finura do agregado miúdo em um determinado concreto geralmente implica uma substituição ao redor de 3% da massa deste material por uma massa equivalente de agregado graúdo, para manter aproximadamente constante as características do concreto.

Em Belo Horizonte, os agregados graúdos apresentam as características relacionadas na Tabela 3.8, e são provenientes de gnaiss e calcário calcítico.

Tabela 3.8 – Características do agregado graúdo em BH.

Material	Módulo Finura	Dimensão Máxima	Massa Específica	Massa Unitária
Brita 0	5,90 a 6,10	12,5 mm	2,67 a 2,72	1,38 a 1,42
Brita 1	6,80 a 7,15	25,0 mm	2,67 a 2,72	1,38 a 1,41
Brita 2	7,70 a 7,85	32,0 mm	2,67 a 2,72	1,38 a 1,41
Brita 3	8,40 a 8,60	50,0 mm	2,67 a 2,72	1,38 a 1,40

o **MASSA ESPECÍFICA**

A massa específica é definida pela relação entre a massa dos grãos e o volume que eles ocupam. É uma propriedade absoluta do material, independente do método empregado para a sua determinação. A ABNT normaliza os métodos de determinação da massa específica, de acordo com as NBR 9937 (ABNT, 1987) e NBR 9776 (ABNT, 1987).

A NBR 9937 (ABNT, 1987) estabelece o método para a determinação da massa específica do agregado graúdo, que é a relação entre a massa e o volume ocupado pelo agregado. A massa específica pode ser definida nas condições seca e saturado superfície seca. Esta mesma norma estabelece também o método de absorção de água do agregado graúdo, que é a capacidade do material de aumentar sua massa, absorvendo a água que o envolve.

A Norma NBR 9776 (ABNT, 1987) prescreve o processo de determinação da massa específica de agregados miúdos para concreto pelo frasco de Chapman, que é a relação entre a massa do agregado seco em estufa (100°C a 110°C) até a constância de massa e o volume igual do sólido, incluindo os poros impermeáveis. Duas determinações consecutivas feitas com amostra do mesmo agregado miúdo não devem diferir entre si de mais de 0,05 g/cm³, e deve ser expresso com três algarismos significativos.

○ **MASSA UNITÁRIA EM ESTADO SOLTO**

A massa unitária dos agregados é definida como sendo a relação entre a massa de certo volume de agregado e o seu volume, e é de grande importância na construção civil, pois por meio da massa unitária fazem as transformações dos traços em massa para volume, e vice-versa.

A NBR 7251 (ABNT, 1982) estabelece o método para a determinação da massa específica a granel dos agregados miúdos, grãos ou de mistura dos dois, em estado solto, e se aplica aos agregados com dimensão máxima característica igual ou menor que 75 mm. Ou seja, determina a massa unitária, que é a relação entre a massa do agregado lançado no recipiente e o volume desse recipiente. O resultado é expresso em kg/dm³.

○ **INCHAMENTO**

A areia quando umedecida sofre um considerável aumento de volume, definido como inchamento. Esse fato ocorre devido ao afastamento dos grãos que compõem o agregado, provocado pela água livre que envolve sua superfície. Esse fenômeno de variação de volume a partir do grau de umidade é exclusivo de agregados miúdos. A determinação do inchamento é de grande importância nas obras onde os agregados são medidos em volume, em função da necessidade das correções volumétricas decorrentes da variação de umidade. A NBR 6467 (ABNT, 2006) determina o método do inchamento do agregado miúdo, que é a relação entre o volume do agregado úmido e o volume do agregado seco.

○ **RESISTÊNCIA MECÂNICA**

A resistência à compressão, a resistência à abrasão e o módulo de deformação dos agregados são características correlacionadas e são muito influenciadas pela porosidade do agregado. Os agregados usados na confecção dos concretos geralmente têm resistência mecânica bem superior à resistência dos concretos, e a escolha de agregado proveniente de rochas densas e com alta resistência é essencial para os concretos com módulo de deformação em torno de 30 GPa.

○ **ÍNDICES DE QUALIDADE DOS AGREGADOS**

A qualidade dos agregados pode ser avaliada através dos índices de qualidade definidos pela NBR 7211 (ABNT, 1983), que definem os limites das substâncias nocivas presentes nos agregados, que prejudicam a ação dos elementos cimentantes, diminuindo a resistência das argamassas e dos concretos. A quantidade de substâncias nocivas não pode exceder os limites máximos em porcentagens da massa do material, e os seus índices estão relacionados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Limites aceitáveis de substâncias nocivas no agregado miúdo.

Substâncias Nocivas (limites máximos)		
Ensaio	Agregado miúdo	Agregado graúdo
Torrões de argila		
.Concreto aparente		≤ 1,0 %
.Concreto de pavimento	≤ 1,5 %	≤ 2,0 %
.Concreto normal		≤ 3,0 %
Material pulverulento		
.Concreto de pavimento	≤ 3,0 %	≤ 1,0 %
.Concreto normal	≤ 5,0 %	
Impureza orgânica	≤ 300 PPM	-
Materiais carbonosos		
.Concreto aparente	≤ 0,5 %	≤ 0,5 %
.Concreto normal	≤ 1,0 %	≤ 1,0 %

As quantidades das substâncias nocivas não devem exceder os limites máximos em percentagem da massa do material, como mostrado na Tabela 3.9. Estes limites podem ser aumentados para 5% e 7% em massa, quando o material que passa pela peneira ABNT 0,075 mm for constituído totalmente por grãos gerados durante o britamento da rocha.

A seguir, as discussões sobre os tipos de substâncias nocivas presentes nos agregados.

○ **MATÉRIA ORGÂNICA**

As impurezas orgânicas apresentam-se na forma de húmus ou fração de vegetais carbonizados ou não, como folhas e outros tecidos vegetais, e os seus limites máximo são determinados pela NBR 7211 (ABNT, 1983).

Quanto ao ensaio de impurezas orgânicas do agregado miúdo, a norma NBR NM 49 (ABNT, 2001) - antiga NBR 7220 (ABNT, 1987) - estabelece o método de determinação colorimétrica. O agregado miúdo não deve apresentar uma solução mais escura do que a solução padrão. Quando a coloração for mais escura, a utilização do agregado miúdo pode ficar condicionado ao resultado do ensaio previsto na NBR 7221 (ABNT, 1987), que determina a qualidade do agregado miúdo, considerado suspeito do ponto de vista de impurezas orgânicas, através do comparativo de resistência à compressão de argamassas, preparadas com esse agregado nas condições de lavado e no estado original. O tipo ou excesso de impurezas orgânicas que contaminam os agregados finos podem interferir nas reações do cimento, principalmente na pega e endurecimento inicial. Este método não determina substâncias orgânicas como óleos, graxas e parafinas.

○ **TORRÕES DE ARGILA E MATERIAIS FRIÁVEIS**

Os torrões de argila e materiais friáveis são considerados todas as partículas suscetíveis de serem desfeitas com a pressão dos dedos, e

os seus limites máximos estão na NBR 7211 (ABNT, 1983) e apresentados na Tabela 3.9.

O ensaio para determinar o teor de argila em torrões e materiais friáveis é normalizado pela NBR 7218 (ABNT, 2010). Considera-se como sendo argila em torrões e materiais friáveis as partículas que puderem ser desfeitas pela pressão entre os dedos polegar e indicador. O excesso de torrões de argila, principalmente os de grandes dimensões, quando não dissolvidos durante a mistura do concreto, ocasiona pontos fracos em seu interior. Quando dissolvidos, envolvem os grãos resistentes dos agregados, reduzindo a aderência e conseqüentemente a resistência do concreto.

o **MATERIAIS PULVERULENTOS**

Segundo a NBR 7219 (ABNT, 1987), os materiais pulverulentos são partículas minerais com dimensão inferior a 0,075 mm, inclusive os materiais solúveis em água, presentes nos agregados. Os limites aceitáveis de materiais pulverulentos estão determinados na NBR 7211 (ABNT, 1983) e apresentados na Tabela 3.9.

O excesso de material pulverulento nos agregados provoca um aumento no consumo de água destinada ao preparo do concreto. Essa alteração no consumo de água eleva o fator água/cimento, comprometendo a resistência mecânica do concreto e elevando significativamente o número de fissuras devido à retração hidráulica.

Para a execução dos ensaios de materiais pulverulentos, a coleta da amostra deve ser de acordo com a NBR NM 26 (ABNT, 2001). Da porção remetida ao laboratório, formar duas amostras de ensaio, conforme a NBR NM 27 (ABNT, 2001). A massa mínima por amostra, definida pela NBR 7219 (ABNT, 1987), é indicada na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Massa mínima por amostra de ensaio.

Dimensão máxima (mm)	Peso mínimo da amostra (kg)
≤ 4,8	0,5
> 4,8 e ≤ 19	3
> 19	5

o **MATERIAIS CARBONOSOS**

O ensaio para detectar os materiais carbonosos nos agregados miúdos é normalizado pela ASTM C 123, e os seus limites máximos estão na Tabela 3.9. Quando não for detectada a presença destes materiais durante a apreciação petrográfica, pode-se dispensar o ensaio da ASTM C 123 de quantificação dos materiais carbonosos.

3.1.2 ESTUDO DA DOSAGEM DOS CONCRETOS

O estudo da dosagem dos concretos é um método necessário para obtenção da melhor proporção entre os materiais utilizados na confecção do concreto. Tal dosagem é conhecida como traço. Essa proporção ideal entre os materiais característicos do concreto pode ser expressa em massa ou em

volume, sendo preferível a proporção mais rígida que é expressa em massa seca.

Para conseguir as condições ótimas de resistência e operacionalidade do concreto, o cimento, o agregado fino (areia), o agregado grosso (brita) e a água devem ser acrescentados nas proporções corretas. Um bom empacotamento e contato interfacial entre os agregados são obtidos ao se utilizar partículas de tamanhos diferentes, onde as partículas finas de areia devem preencher os vazios entre as partículas de brita. A quantidade da pasta água-cimento deve ser suficiente para cobrir todas as partículas de areias e de brita, senão a ligação de cimentação será incompleta. Os elementos do concreto devem ser misturados por completo, e a ligação completa entre o cimento e as partículas agregadas depende da adição correta de água (Callister, 2006).

Existem dois tipos de dosagem, denominados de dosagem não experimental e dosagem racional e experimental.

A dosagem não experimental é obtida com base nas experiências anteriores e admitindo que os materiais acompanhem mais ou menos as características médias dos materiais obtidas anteriormente. Segundo a NBR 12655 (ABNT, 1996), o traço da dosagem não experimental pode ser estabelecido empiricamente para o concreto de resistência característica à compressão (f_{ck}) de 10 MPa, com consumo mínimo de 300 kg de cimento por metro cúbico.

A dosagem racional e experimental resulta dos estudos da caracterização dos materiais a serem usados no concreto, além das características da obra, como espaçamento da armadura, o tipo de lançamento do concreto, dimensões da forma etc. A NBR 12655 (ABNT, 1996) diz que a composição dos concretos de resistência característica à compressão (f_{ck}) de 15 MPa ou superior deve ser definido em dosagem racional e experimental. O estudo da dosagem deve ser realizado com os mesmos materiais e condições semelhantes àquelas da obra, tendo em vista as prescrições do projeto e as condições de execução.

Têm tantos métodos de dosagem quanto à variedade de tipos de concretos, sendo que os mais difundidos no Brasil são os métodos do IPT, INT, ABCP e ITERS. De acordo com Tartuce (1989), os referidos métodos têm em comum:

- A fixação inicial da relação agregado graúdo e agregado miúdo.
- A determinação do consumo de cimento a partir do fator água/cimento e trabalhabilidade conhecidas.

A Tabela 3.11 mostra a relação entre os principais métodos de dosagens e os consumos de agregados e cimento.

Tabela 3.11 – Relação dos principais métodos de dosagem com os consumos de agregados e cimento.

Métodos	Relação agregado graúdo/miúdo	Consumo de cimento
INT - Instituto Nacional de Tecnologia	em função de uma composição granulométrica que se adapte às curvas-padrão.	em função do fator a/c, da porcentagem água/mistura seca, que por sua vez depende do D_{max} e do processo de adensamento.
IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas	em função dos módulos de finura dos agregados.	tentativas experimentais em função da trabalhabilidade desejada e da durabilidade.
ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland	em função das massas específicas aparentes secas dos agregados, determinadas em ensaio padronizado.	com auxílio da rota de igual trabalhabilidade, relacionando o traço ao fator água/cimento.
ITERS - Instituto de Tecnologia do Estado do Rio Grande do Sul.	experimentalmente em ensaios realizados com aparelho Powers ou Vebe.	tentativas tendo em vista a trabalhabilidade desejada.

Para o estudo de dosagem experimental do concreto é necessário a caracterização dos materiais componentes do concreto para comprovar se os materiais empregados na elaboração do concreto atendem aos requisitos exigidos nas respectivas normas. É preciso saber qual é a resistência característica do concreto (f_{ck}), especificação dos requisitos de durabilidade da estrutura e de propriedades especiais do concreto, como o consumo mínimo de cimento, relação água/cimento, módulo de deformação estático mínimo na idade da desforma e outras propriedades necessárias à estabilidade e durabilidade da estrutura, durante a fase construtiva e durante a sua vida útil, como prevê as normas NBR 12655 (ABNT, 1996) e NBR 6118 (ABNT, 2003). Os passos e critérios adotados na dosagem experimental dos concretos desse estudo estão descritos a seguir.

- **Determinação do fator água/cimento:** o valor do fator água/cimento do concreto afeta diretamente a resistência do concreto. Para este estudo, foram escolhidos vários fatores de água/cimento, objetivando estudar as suas influências nas propriedades dos concretos, que são 0,45, 0,55, 0,60 e 0,65. Estes fatores de água/cimento são usados como referência pela NBR 6118 (ABNT, 2003), pois contemplam uma faixa que envolve todos os concretos executados.
- **Resistência de dosagem:** de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 1996), a resistência de dosagem dos concretos deve atender às condições de variabilidade prevaletentes durante a construção. Esta variabilidade medida pelo desvio-padrão S_d é levada em conta no cálculo da resistência de dosagem, segundo a equação:

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 \cdot S_d \quad (3.1)$$

onde f_{cj} é a resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, em MPa; f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, em MPa; S_d é o desvio-padrão da dosagem, em MPa.

- Resistência característica do concreto (f_{ck}).**
 Os valores característicos f_{ck} das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior cujo valor é menor que a resistência média f_{cm} , embora por vezes haja interesse na resistência característica superior, cujo valor é maior do que a resistência média f_{cm} . Para efeitos da NBR 6118 (ABNT, 2003), a resistência característica inferior é admitida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material.
- Consistência do concreto (abatimento).**
 A aceitação ou rejeição do concreto fresco compreende a verificação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - NBR NM 67 (ABNT, 1996). A escolha da consistência do concreto em função do tipo do elemento estrutural pode ser vista na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Consistência do concreto em função do tipo estrutural, para adensamento mecânico.

Elemento estrutural	Abatimento (mm)	
	Pouco armada	Muito armada
Laje	$\leq 60 \pm 10$	$\leq 70 \pm 10$
Viga e parede armada	$\leq 60 \pm 10$	$\leq 80 \pm 10$
Pilar do edifício	$\leq 60 \pm 10$	$\leq 80 \pm 10$
Paredes de fundação, sapatas, tubulões	$\leq 60 \pm 10$	$\leq 70 \pm 10$

Observação: Quando o concreto for bombeado a consistência deve estar entre 70 e 100 mm, no máximo. Quando a altura de bombeamento for acima de 30 m, considerar o limite para a consistência na saída da tubulação.

- Estimativa do consumo de água/m³ de concreto.**
 A determinação do consumo de água de um determinado traço depende da dimensão máxima do agregado graúdo, módulo de finura do agregado miúdo, plasticidade do concreto, teor de argamassa do traço, dentre outros fatores. As curvas para a determinação do consumo de água do traço do concreto foram criadas com base nas características dos materiais da região metropolitana de Belo Horizonte, em função do módulo de finura do agregado miúdo e da dimensão máxima do agregado graúdo. Os limites da dimensão máxima dos agregados de cada curva estão relacionados na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Valores da curva de consumo de água.

Dimensão Máxima (mm)	Consumo de água/m ³		
	Curva 1	Curva 2	Curva 3
4,8	253	246	241
6,3	243	236	231
9,5	232	225	220
12,5	222	216	211
19,0	213	207	202
25,0	204	198	193
32,0	195	189	184
38,0	186	181	176
50,0	178	173	169

Os limites do módulo de finura da areia de cada curva estão relacionados na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Determinação curva em função do módulo de finura da areia.

Curva	Módulo de finura Areia
I	2,00 a 2,49
II	2,50 a 2,84
III	2,85 a 3,20

A curva definida em função do módulo de finura da areia e da dimensão máxima do agregado graúdo é mostrada no Gráfico 3.1.

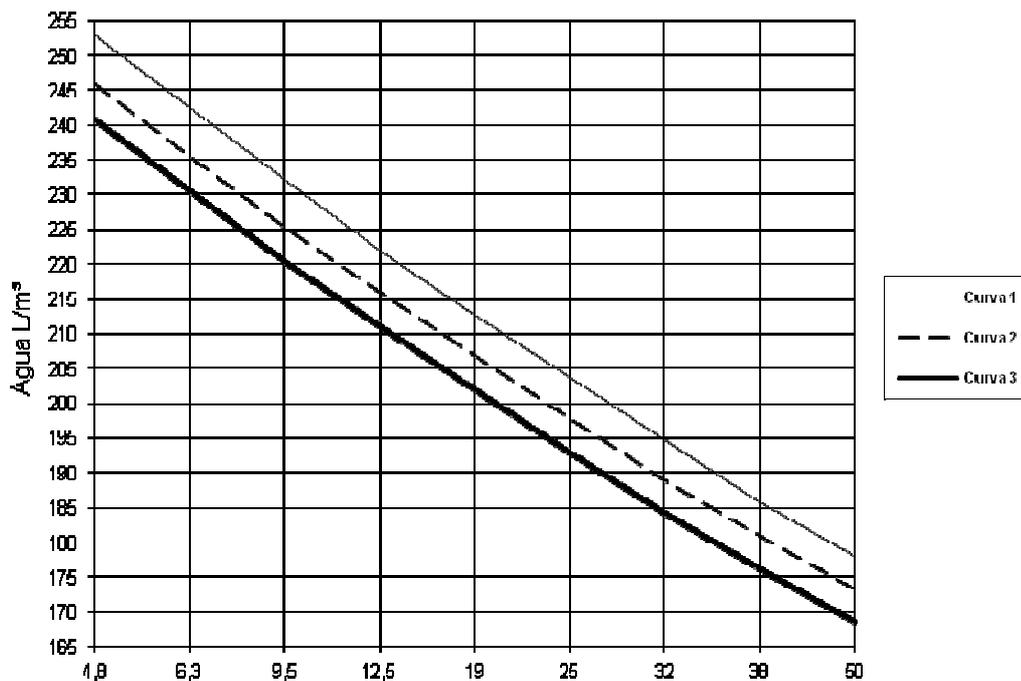


Gráfico 3.1 – Curva para determinação do consumo de água no traço de concreto.

Para estimar o consumo de água necessária no traço, identifique em qual curva do Gráfico 3.1 encontra-se o módulo de finura da areia a ser usada na confecção das amostras de concreto. Com a curva definida, identifique no gráfico o valor da dimensão máxima do agregado no eixo das abscissas, e depois no eixo das ordenadas, o valor do consumo de água para o traço de concreto.

O Gráfico 3.1 foi concebido para determinar o consumo de água num determinado traço de concreto para *slump* de 60 mm. Para cada 10 mm de diferença em relação ao abatimento pretendido, acrescentar ou subtrair 2 litros de água para cada 1 m³ de concreto.

- **Cálculo do consumo de cimento/m³ de concreto.**

A equação (3.2) que calcula o consumo de cimento para cada m³ de concreto relaciona o consumo de água com o fator de água/cimento.

$$\text{Consumo de cimento} = \frac{\text{Consumo de água}}{a/c} \quad (3.2)$$

- **Proporção entre os agregados.**

O próximo passo é determinar a proporção entre os agregados, que deve ser considerados, dentre outros fatores, o consumo de cimento e a dimensão máxima do agregado graúdo. Existem concretos que necessitam de maior teor de argamassa (auto-adensáveis, projetados, leves etc) e outros que necessitam menor teor de argamassa (convencionais, pesados, pavimento rígido etc). Com o consumo de cimento calculado na equação (3.2) e a dimensão máxima do agregado graúdo, encontra-se no Gráfico 3.2, desenvolvido por Esdras Poty de França, a relação entre o percentual de agregado graúdo e o percentual de agregado miúdo (S).

- **Estimativa do percentual de areia.**

A equação (3.3) estima o percentual de areia a ser adotado no traço do concreto, onde S é a relação entre o percentual de agregado graúdo e miúdo.

$$A\% = \frac{100}{1+S} \quad (3.3)$$

- **Estimativa do percentual de brita.**

A equação (3.4) estima o percentual de brita a ser adotado no traço do concreto.

$$B\% = 100 - A\% \quad (3.4)$$

Quando houver necessidade de combinar duas britas de graduações diferentes, a definição do teor de cada uma delas obedecerá a equação (3.5).

$$MF.B_1.x + MF.B_2.y = MF_{ideal} \quad (3.5)$$

onde $MF.B_1$ = Módulo de finura da brita 1; $MF.B_2$ = Módulo de finura da brita 2; MF_{ideal} = Módulo de finura da brita ideal da mistura; x = Percentual da brita 1 e y = Percentual da brita 2.

Com os percentuais de areia e britas determinados, considerando a combinação das britas 0 e 1, calcula-se o consumo de agregados por m^3 e o traço em peso, transforma-se o traço em peso para volume e determina o consumo de materiais por saco de cimento.

Ábaco Experimental para Determinação da Porcentagem de Areia (E. P. França)

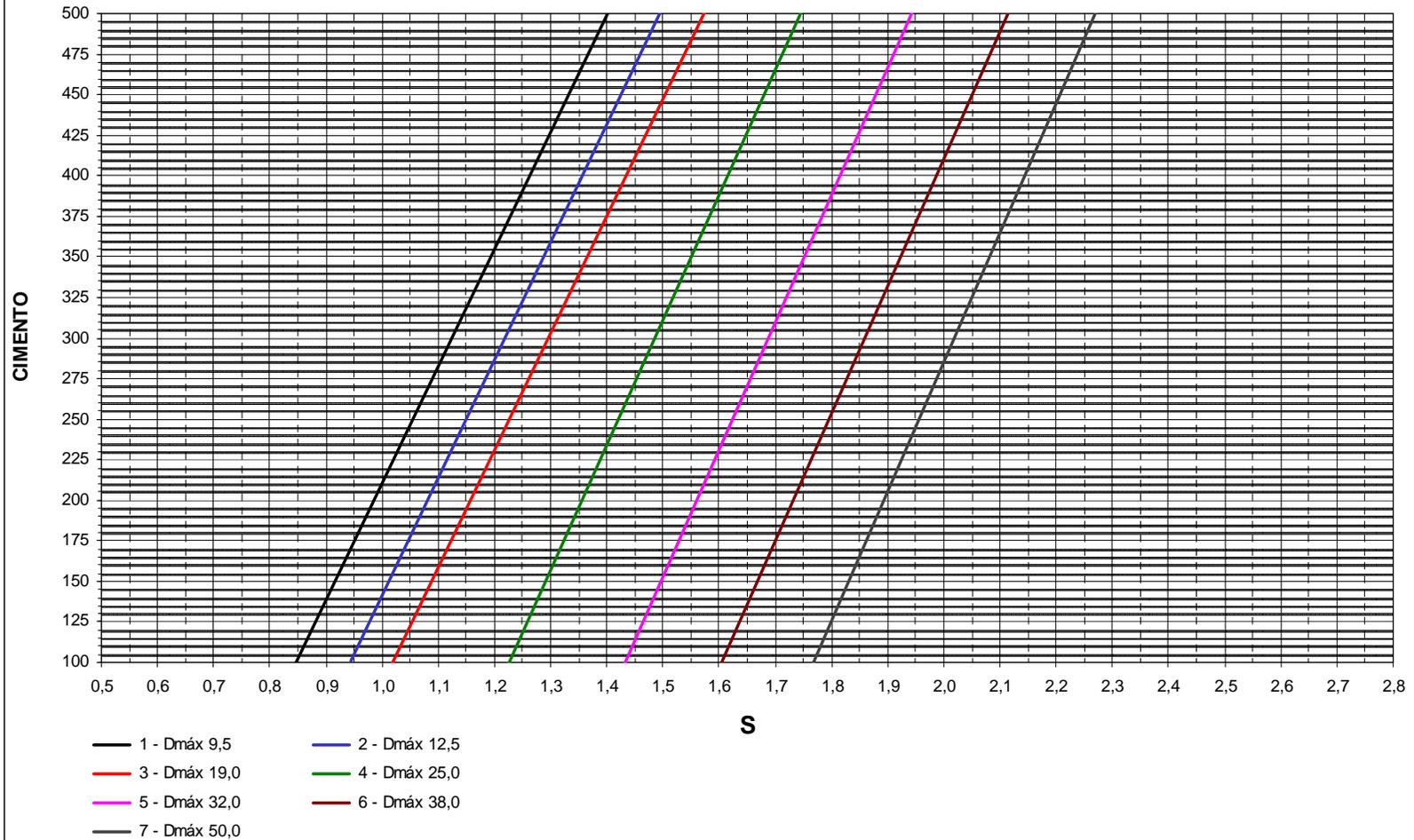


Gráfico 3.2 – Ábaco experimental para determinação da porcentagem de areia (França, E. P.)

3.1.3 MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA

Para os ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade deste estudo, devem ser produzidos os corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro de 100 mm e altura de 200 mm, para os concretos com brita 0 e brita 1, fatores de água/cimento 0,45, 0,55, 0,60 e 0,65, para ensaios aos 3, 7 e 28 dias. A dimensão dos corpos-de-prova obedece a relação da NBR 5738 (ABNT, 1994), que exige que, para corpos-de-prova cilíndricos, a altura deve ser igual a duas vezes o diâmetro.

Na moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos de concreto, o adensamento manual é feito em duas camadas, com 15 golpes de socamento por camada, uniformemente distribuídos em toda a seção transversal do molde, conforme a NBR 5738 (ABNT, 1994).

Após a moldagem, os corpos-de-prova devem ser imediatamente cobertos com material não reativo e não absorvente, com a finalidade de evitar a perda de água do concreto e protegê-lo da ação de intempéries, permanecendo nas formas em condições de cura inicial até que o endurecimento do concreto permita a desforma sem causar danos ao corpo-de-prova, 24 horas após a moldagem.

Conforme a NBR 9479 (ABNT, 1994), na cura final, os corpos-de-prova devem permanecer em câmara úmida com, no mínimo, 95% de umidade relativa do ar, atingindo toda a superfície livre, com temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 2$.

3.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO CONCRETO

Dentre tantas propriedades mecânicas do concreto, neste estudo serão abordados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade, visto que estas propriedades são objetos centrais desse trabalho.

3.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

A resistência mecânica é definida como a força resultante da aplicação de uma força sobre um material. A resistência de um material depende de sua capacidade de suportar uma carga sem apresentar deformações indevidas ou falhas. Essa propriedade é inerente ao material e é determinada através de ensaios padronizados pelas normas em vigor.

Nos concretos, a resistência à compressão simples é definida como a tensão última aplicada ao corpo-de-prova que provoca a desagregação do material que o compõe, que se dá pela ruptura da matriz da pasta de cimento, ou quando o concreto é de alta resistência, pela ruptura do agregado graúdo.

A resistência à compressão do concreto é considerada a propriedade mais importante do concreto, pois através dela as normas técnicas nacionais e internacionais associam as demais resistências e propriedades mecânicas, como o módulo de elasticidade, fluência etc.

Muitos materiais usados na engenharia podem ser considerados aproximadamente homogêneos e isotrópicos. Os materiais anisotrópicos têm diferentes propriedades para diferentes direções e, se a anisotropia é orientada ao longo do eixo da amostra, esta também se deformará uniformemente quando sujeita a uma carga axial. Ou seja, o carregamento axial atuante nas extremidades do corpo-de-prova e passando pelo centróide da sua seção reta, causará uma distribuição uniforme de tensão normal sobre essa área (A) e sentido idêntico da força interna resultante (P).

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (3.6)$$

Como o material está sujeito a um estado uniaxial de tensão, todas as componentes de tensão mostradas na Figura 3.1 são nulas, exceto σ_z (Hibbeler, 2000).

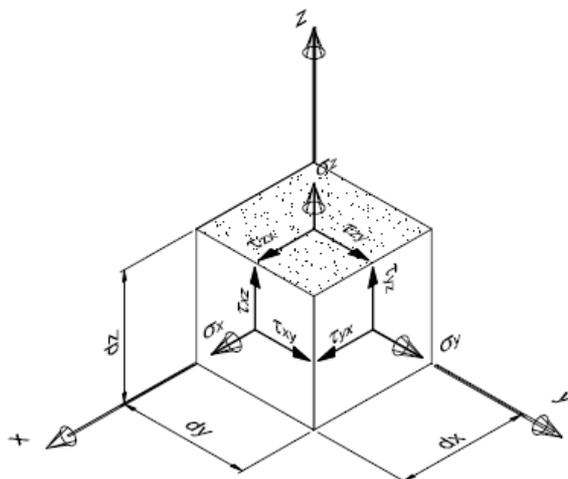


Figura 3.1 – Estado de tensões.

Um dos ensaios mais importantes é o de compressão simples, utilizado principalmente para determinar a relação entre a tensão e a deformação normal. Para a execução do ensaio, é necessária a confecção de corpos-de-prova padronizados pelas normas vigentes. Um dos cuidados a serem adotados na realização do ensaio de compressão é o dimensionamento da amostra, que deve ter uma relação entre o comprimento e a seção transversal adequada para resistir à flexão e a flambagem. Para materiais dúcteis, a relação altura/diâmetro varia de 3 a 8, enquanto para os materiais frágeis a relação altura/diâmetro varia de 2 a 3. Segundo a NBR 5738 (ABNT, 1994), as dimensões dos corpos-de-prova padronizados para os ensaios de compressão simples do concreto são os cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura. Por conta das capacidades das máquinas de ensaios e em virtude do aumento das resistências dos concretos, também são usados corpos-de-prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Em ambos os moldes, as alturas são iguais a duas vezes o diâmetro do cilindro. A influência da relação altura/diâmetro sobre a resistência do concreto está na Figura 3.2.

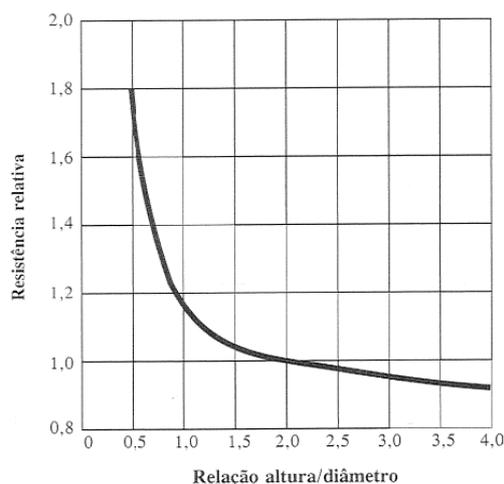


Figura 3.2 – Influência da relação altura/diâmetro sobre a resistência aparente de um cilindro (Neville. 1997, p. 584).

A deformação de um corpo acontece quando uma força é aplicada a um elemento, tendendo a alterar a forma e a dimensão do corpo, e podem ser visíveis a olho nu como imperceptíveis sem a utilização de equipamentos de precisão. Em geral, as deformações de um corpo não são uniformes ao longo do seu volume, e as mudanças na geometria de um segmento de linha sobre o corpo podem variar ao longo do seu comprimento. Um segmento de linha pode alongar-se se for orientado em uma direção, como pode contrair-se se for orientado em outra direção. O estado de deformação de um corpo requer o conhecimento das três deformações específicas ϵ_x , ϵ_y e ϵ_z , e das três deformações por cisalhamento, γ_{xy} , γ_{yz} e γ_{xz} . As deformações normais específicas causam uma variação no volume, enquanto a deformação por cisalhamento causa uma mudança na sua forma (Hibbeler, 2000).

A resistência à compressão do concreto é avaliada por meio de ensaios de corpos-de-prova cujas moldagens, curas, preparos e ensaios estão especificados por normas técnicas. A ruptura do corpo-de-prova de concreto comprimido ocorre com o colapso interno das ligações, podendo não ocorrer a ruptura externa. Mas o estado de deformações interna é tal, que o material não suporta acréscimo de solitação.

A partir dos dados de tensão e deformação obtidos nos ensaios de compressão simples dos concretos é possível construir um gráfico com os seus resultados, e a curva resultante é chamada de diagrama tensão-deformação. Esse diagrama é muito importante em engenharia, porque através dele obtêm-se os dados da resistência à compressão de um material independente das dimensões ou forma do material, isto é, da sua geometria. O diagrama tensão-deformação numa determinada idade dos concretos depende da composição dos materiais constituintes das amostras e da proporção entre eles, assim como as características dos corpos-de-prova, como as imperfeições microscópicas e a forma como foi fabricado. Dependem também dos métodos de ensaios usados, como a velocidade da aplicação da carga e a temperatura durante o experimento.

O teor de umidade da amostra, a velocidade de aplicação de tensão ou deformação, a restrição à deformação nas extremidades da amostra causada pela placa de carregamento, o local onde se mede a deformação, o diâmetro do prato transmissor de carga e a rigidez da prensa são parâmetros relativos

ao procedimento do ensaio. A forma e a dimensão da seção transversal, a relação entre o comprimento e essa dimensão e a direção da concretagem são parâmetros influenciadores relacionados aos corpos-de-prova. Adotando-se os corpos-de-prova e ensaios padronizados, o diagrama obtido depende apenas das características do concreto.

A partir da curva tensão-deformação podem-se identificar as diferentes formas do comportamento do material, dependendo da deformação específica a ele imposta. Os materiais dúcteis são os materiais sujeitos a uma grande deformação específica antes de sua ruptura, são capazes de absorver choques ou altas energias e caso submetidos a sobrecargas apresentam grandes deformações antes de romper. Os materiais frágeis possuem pouco ou nenhum escoamento antes da ruptura. A Figura 3.3 mostra a distinção entre os diagramas tensão-deformação dos materiais dúcteis e frágeis.

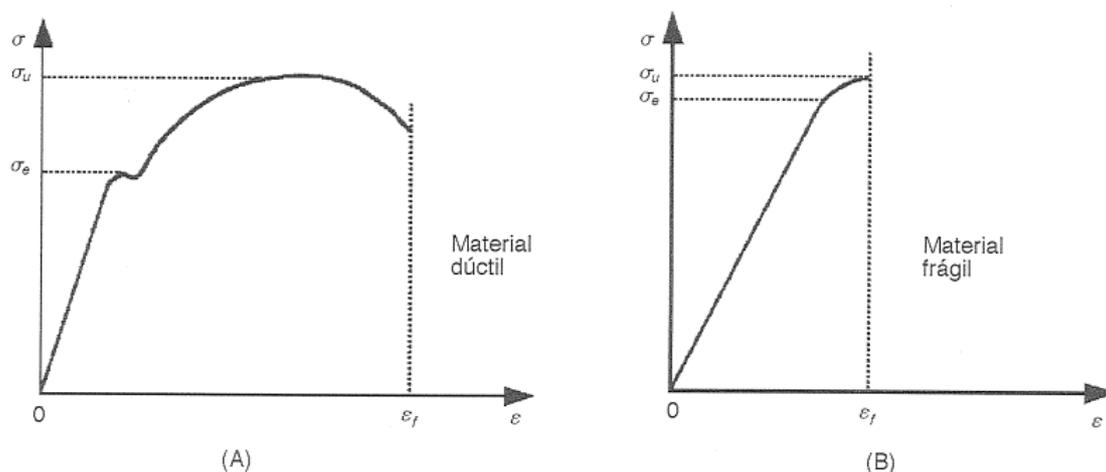


Figura 3.3 - Comparação entre os comportamentos de materiais dúctil e frágil (Garcia; Spim e Santos. 2000, p. 29).

O concreto é classificado como um material frágil, apresentando uma baixa resistência à tração. As características do diagrama tensão-deformação dos concretos dependem principalmente da sua mistura (água, cimento, areia e brita) e do tempo e temperatura de cura. A resistência máxima a tração do concreto é bem menor do que a resistência à tração, como mostra a Figura 3.4, sendo o motivo de o concreto ser reforçado com barras de aço ou vergalhões quando projetado para resistir cargas atrativas.

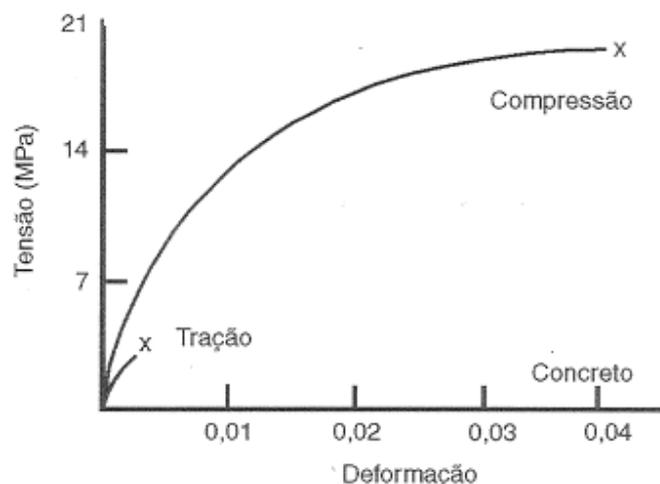


Figura 3.4 – Comparação entre os comportamentos a tração e compressão do concreto
(Garcia; Spim e Santos. 2000, p. 48).

Segundo a NBR 8953 (ABNT, 1992), os concretos são classificados em grupos de resistência, grupo I e grupo II, conforme a resistência característica à compressão (f_{ck}), determinada a partir do ensaio de corpos-de-prova preparados de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 1994) e rompidos conforme a NBR 5739 (ABNT, 1994). Dentro dos grupos, os concretos normais com massa específica seca, de acordo com a NBR 9778 (ABNT, 2009), compreendida entre 2000 kg/m^3 e 2800 kg/m^3 , são designados pela letra C seguida do valor da resistência característica à compressão (f_{ck}), expressa em MPa, conforme as Tabelas 3.15 e 3.16.

Tabela 3.15 – Classes de resistência do Grupo I

Grupo I	f_{ck}
Resistência (MPa)	
C10	10
C15	15
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

Tabela 3.16 – Classes de resistência do Grupo II

Grupo II	f_{ck}
Resistência (MPa)	
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80

A classe de resistência de concretos aplicados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) é à do Grupo I, normalizados pela NBR 8953 (ABNT, 1992) e indicado na Tabela 3.16. A classe C20 ou superior se aplica em concretos com armadura passiva, e a classe C15 pode ser usada apenas em fundações, conforme a NBR 6122 (ABNT, 2010) e em obras provisórias. A NBR 6118 (ABNT, 2003) se aplica aos concretos com massa específica normal, que são aqueles que têm massa específica compreendida entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³.

Ao se projetar as estruturas de concreto, o engenheiro define uma resistência característica à compressão (f_{ck}), que é valor de referência e adotado como base de cálculo, e de acordo com a NBR 12655 (ABNT, 1996), representa um nível de confiança de 95%, ou seja, 5% das resistências dos corpos-de-prova ficam menores do que esse valor, como mostra a Figura 3.5.

Quando se usa a resistência característica à compressão do concreto como referência, evita-se adotar valores mais altos para o coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c) quando o desvio-padrão da dosagem é maior. Isso acontece na análise dos elementos estruturais, quando se adota a resistência de cálculo à compressão do concreto (f_{cd}), que é a resistência característica dividida pelo coeficiente de minoração da resistência do concreto (γ_c), conforme a NBR 6118 (ABNT, 2003).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.7)$$

Quando se usa a resistência média dos concretos (f_{cm}) de dosagens conhecidas como referência, há grande probabilidade dos corpos-de-prova não atingirem a resistência adotada no critério de verificação de segurança, devido à grande variação dos seus resultados, como mostra a Figura 3.6. Quanto maior o rigor no processo de produção e tratamento das amostras, menor será a variabilidade e a dispersão dos seus valores.

O valor da resistência característica à compressão pode ser obtido através da resistência média do concreto. Considerando a probabilidade de apenas 5% do concreto não atingir o valor da resistência característica à compressão (f_{ck}), o coeficiente da distribuição de *Student* (t) igual a 1,65 e o desvio-padrão (S_d), temos:

$$f_{ck} = f_{cm} - t \cdot S_d \quad (3.8)$$

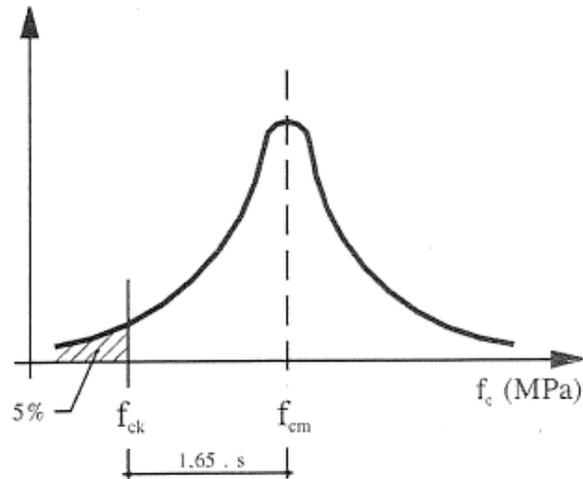


Figura 3.5 – Diagrama de distribuição normal (Isaia. 2005, p. 619).

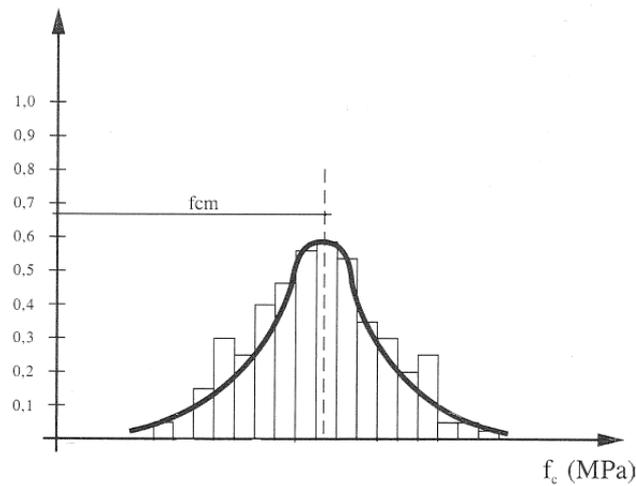


Figura 3.6 – Diagrama da frequência de uma amostra de n corpos-de-prova de concreto (Isaia. 2005, p. 618).

A resistência mecânica do concreto é influenciada por vários fatores, tais como: granulometria, resistência dos agregados, tipo de cimento, relação água/cimento, tipo de solicitação, velocidade do carregamento, idade do concreto, formas e dimensões do corpo-de-prova, dentre outras. A Figura 3.7, mostra os fatores que influenciam a resistência do concreto.

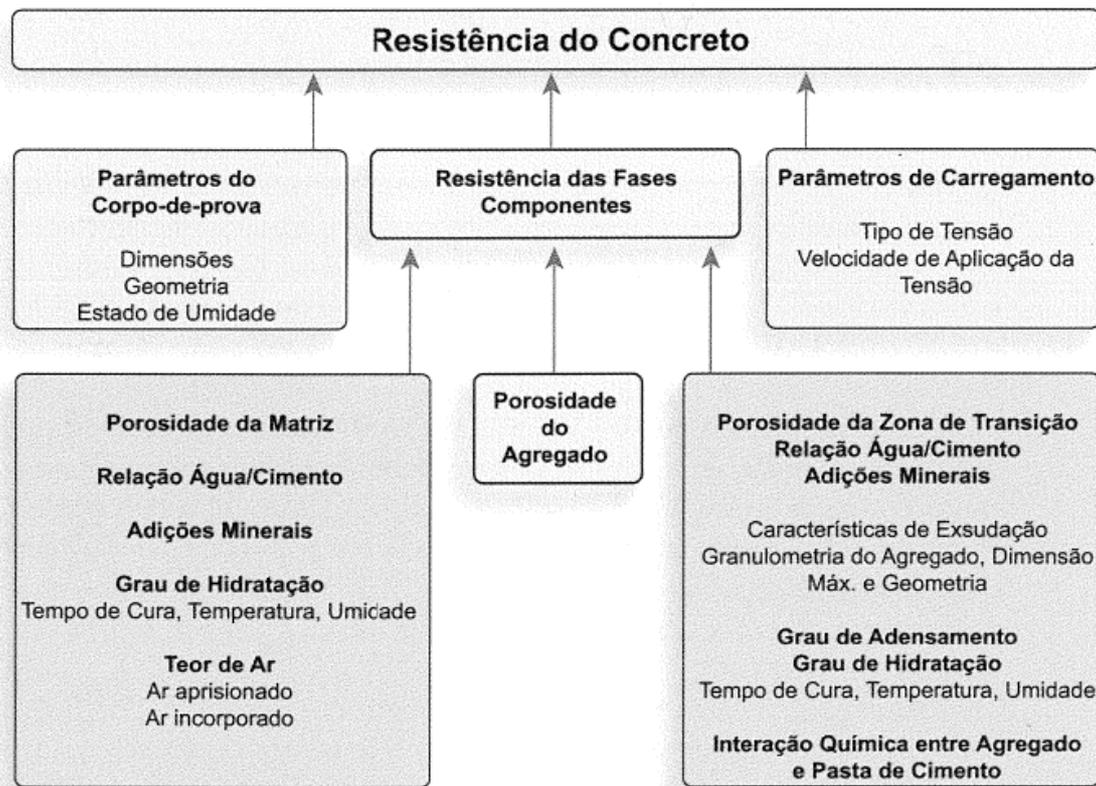


Figura 3.7 – Fatores que influenciam a resistência do concreto (Mehta e Monteiro. 2008, p. 67).

Quando o concreto está plenamente adensado, a resistência é inversamente proporcional a relação água/cimento. A curva que representa este princípio é chamada de “curva de Abrams”, como mostra a Figura 3.8.

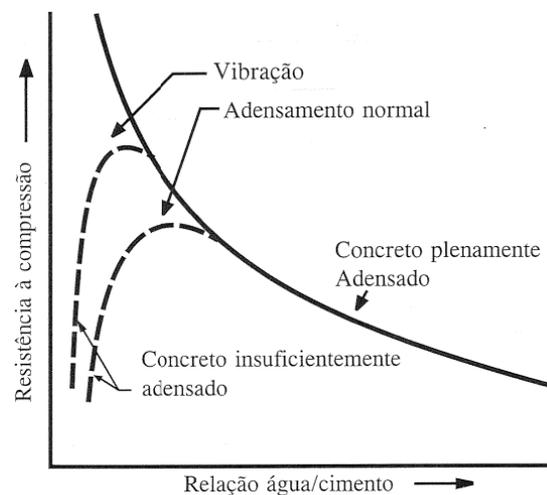


Figura 3.8 – Relação entre a resistência e o fator água/cimento (Neville. 1997, p. 278).

A resistência mecânica do concreto é diretamente proporcional à sua porosidade, e por ser porosa, a zona de transição torna-se mais fraca que a matriz de cimento hidratado. A porosidade é determinada pela relação água/cimento e pelo grau de hidratação do cimento. Os cimentos CP V ARI hidratam mais rapidamente que os cimentos CP I (comum) sob as mesmas condições de cura. Os concretos contendo cimento CP V com pouca idade de hidratação tem menor porosidade e uma matriz mais resistente do que os

concretos confeccionados com CPI. As velocidades de hidratação e desenvolvimento da resistência dos cimentos CP III e CP IV são mais lentos do que o cimento CP I e a influência da composição desses cimentos sobre a porosidade da matriz e a resistência do concreto fica limitada às baixas idades.

As propriedades dos agregados que influenciam na resistência do concreto são o tamanho, a forma, a textura da superfície, a granulometria e a mineralogia. Para o mesmo teor de cimento e mesma consistência do concreto, os concretos contendo partículas de agregados grandes requerem menos água de amassamento do que aqueles que contêm agregados menores. Mas os agregados grandes tendem a formar zonas de transição mais fracas, com mais microfissuras. O efeito resultante variará com o fator água/cimento e a tensão aplicada (Mehta e Monteiro, 1994).

O efeito do diâmetro máximo do agregado é mais acentuado em concretos de alta resistência, pois a relação água/cimento diminui e a porosidade reduzida da zona de transição favorece a resistência do concreto. A zona de transição afeta mais a resistência à tração do que a resistência à compressão do concreto, e a razão entre a resistência à tração e a resistência à compressão aumenta com a redução do tamanho do agregado graúdo.

O concreto é um material que apresenta vazios internos por conta do arranjo dos agregados e da pasta de cimento, de modo que esses vazios são os caminhos preferenciais de deterioração quando a estrutura é submetida a agentes externos agressivos. A desagregação do concreto provocada pela tensão última aplicada ao corpo-de-prova se dá pela ruptura da matriz, e pela ruptura do agregado graúdo quando o concreto é de alta resistência.

3.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de elasticidade, também conhecido como módulo de *Young* é um parâmetro mecânico que proporciona a medida de rigidez de um material e está associado com as propriedades mecânicas, como tensão de escoamento, tensão de ruptura, temperatura de propagação de trincas etc. É uma propriedade intrínseca dos materiais e depende da composição química, microestrutura e defeitos (poros e trincas).

Tal módulo é uma das mais importantes propriedades elásticas do concreto para a análise dos impactos de manutenção e desempenho das estruturas de concreto e está intimamente relacionado com a propriedade da pasta de cimento, a rigidez dos agregados selecionados e o método de determinação do módulo. Tal módulo pode ser considerado como a relação entre a tensão aplicada sobre um concreto e a sua capacidade de suportar as deformações, ou seja, retrata a sua rigidez. Quanto maior for o valor do módulo de elasticidade, menor será a sua deformação e melhor será a sua capacidade de suportar cargas sem deformações definitivas.

Geralmente a determinação dos módulos de elasticidade dos concretos é dada pela declividade da curva tensão-deformação sob carga uniaxial, cuja curva para o concreto é não linear. Três métodos para calcular o módulo são utilizados, originando três tipos de módulo de elasticidade, como mostra a Figura 3.9.

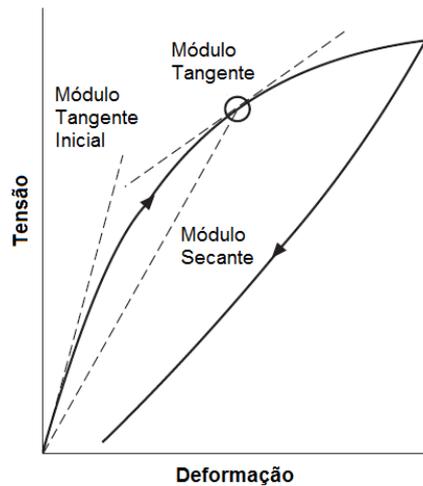


Figura 3.9 – Diagrama da relação tensão-deformação do concreto.

O módulo cordal é dado pela inclinação de uma linha traçada entre dois pontos da curva tensão-deformação. A linha é traçada de um ponto da deformação longitudinal de 50 $\mu\text{m/m}$ até o ponto correspondente a 40% da carga última.

O módulo tangente é dado pela declividade de uma linha traçada de forma tangente à curva de tensão-deformação em qualquer ponto da curva.

O módulo secante é dado pela declividade de uma linha traçada da origem até um ponto da curva, que corresponde à tensão de 40% da carga de ruptura.

Para analisarem-se os fatores que influenciam o módulo de elasticidade, é necessário que se compreenda o significado físico desta propriedade. (ASHBY; JONES, 1996) propôs um modelo para explicar o fenômeno onde os átomos dos cristais são mantidos juntos por ligações que se comportam como molas, como mostra a Figura 3.10.

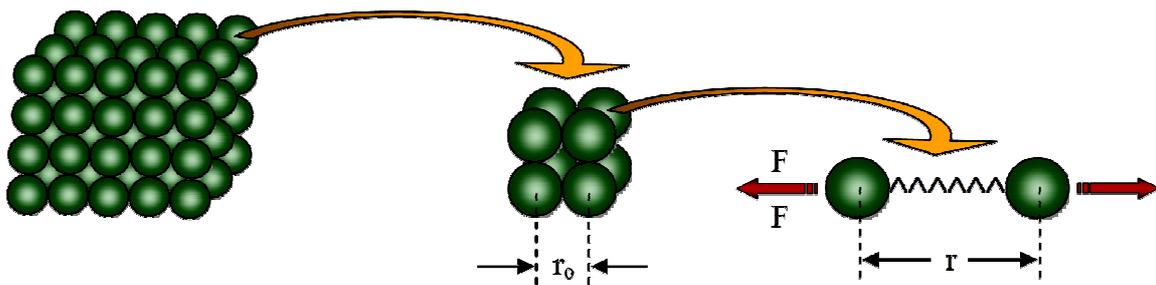


Figura 3.10 - Representação das ligações individuais dos átomos dentro de um cristal.

A rigidez de cada uma das ligações atômicas (S) é definida por:

$$S = \frac{dF}{dr} \quad (3.9)$$

onde dF é a força de atração introduzida entre os átomos quando os mesmos estão afastados de um valor dr em relação à posição de equilíbrio. Para pequenas deformações, S é constante e recebe o nome de constante elástica

da ligação (S_0). Isto significa que a força entre dois átomos sujeitos a um pequeno deslocamento, de r a r_0 , onde r_0 é distância de equilíbrio, é:

$$F = S_0 \int_{r_0}^r dr \quad (3.10)$$

Integrando:

$$F = S_0(r - r_0) \quad (3.11)$$

se F age em uma área na qual existem N ligações (ligações por unidade de área), tem-se:

$$\delta = NS_0(r - r_0) \quad (3.12)$$

Convertendo o deslocamento em deformação (ϵ) e considerando que os átomos se tangenciam, N é, então, inversamente proporcional à área média do átomo:

$$\delta = \left(\frac{S_0}{r_0} \right) \epsilon \quad (3.13)$$

sendo S_0 a constante elástica da ligação, dá-se o nome de módulo de *Young* ou de elasticidade, E , à constante de proporcionalidade da equação 3.14:

$$E = \left(\frac{S_0}{r_0} \right) \quad (3.14)$$

ou seja, o módulo de *Young* pode ser calculado teoricamente a partir da força e da distância entre as ligações.

Considerando uma mesma distância de equilíbrio, pode-se afirmar, que os materiais com ligações covalentes têm S_0 e, conseqüentemente, E maiores que os materiais com predominância de ligações metálicas que, por sua vez têm essas grandezas maiores que os que possuem ligações iônicas. Os materiais com ligações secundárias dipolo-dipolo, como os polímeros, apresentam módulos ainda menores. No entanto, para avaliar o módulo de elasticidade como um todo, é também necessário considerar r_0 , que irá depender do grau de empacotamento do arranjo: o número de vizinhos mais próximos influencia o deslocamento do átomo. A Figura 3.11 apresenta o resumo dos fatores que afetam o módulo de elasticidade do concreto.

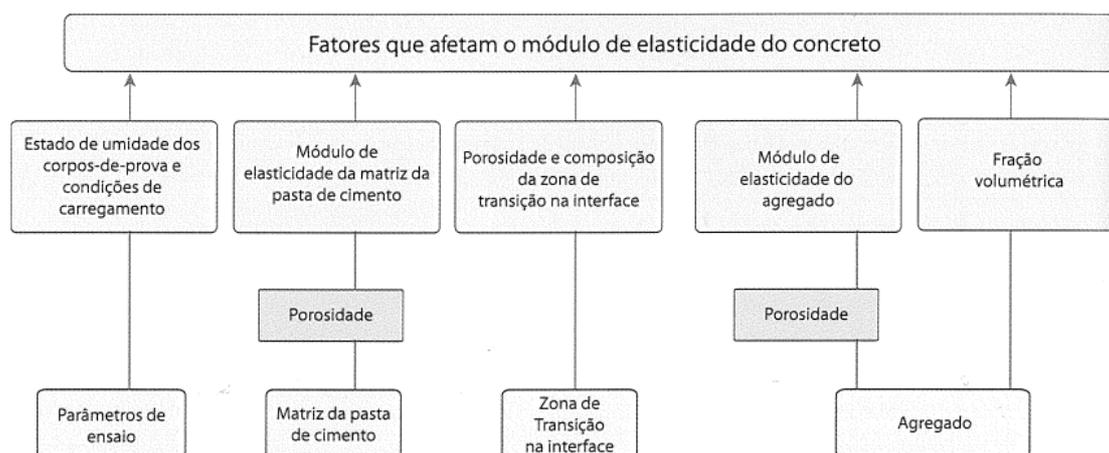


Figura 3.11 – Vários parâmetros que influenciam o módulo de elasticidade do concreto (Mehta e Monteiro, 2008, p. 96).

Como mostra a figura, a porosidade da matriz da pasta de cimento determina o seu módulo de elasticidade e os fatores que controlam a matriz da pasta de cimento são o fator água/cimento, teor de ar, adições minerais e grau de hidratação do cimento.

A figura mostra que os agregados têm grande influência no diagrama tensão-deformação, principalmente os grãos. Os concretos de maior resistência apresentam maiores módulos de elasticidade e menores deformações do que os concretos de menores resistências, dependendo do teor e tipo de agregado grão. O ramo ascendente do diagrama tensão-deformação dos concretos de maior resistência é aproximadamente linear até um valor de tensão máxima maior do que os concretos de menor resistência. A porosidade é uma das características do agregado grão que mais afeta o módulo de elasticidade do concreto, pois a porosidade do agregado determina a rigidez do concreto. Agregados densos têm alto valor de módulo de elasticidade, conseqüentemente, quando maior a quantidade de agregados grãos com alto valor de módulo de elasticidade em uma mistura de concreto, maior será o valor do módulo de elasticidade do concreto. As variações normais na porosidade do agregado não afetam a resistência de concretos de baixa ou média resistência. Isso mostra que nem todas as variáveis controlam a resistência e o módulo de elasticidade da mesma forma. A dimensão, a forma, a textura superficial, a distribuição granulométrica e a composição mineralógica dos agregados influenciam a fissuração na zona de transição na interface, e assim, afeta a forma da curva tensão-deformação, e conseqüentemente, o módulo de elasticidade.

Nos estudos de microestrutura do concreto, a interface torna-se essencial por distinguir a aderência de natureza química concernente às ligações cristalinas entre a pasta e o agregado e a aderência mecânica devida à rugosidade superficial dos agregados, que procuram considerar tanto a natureza mineralógica dos materiais englobados, como dos produtos de hidratação do cimento que se formam no contato de ambas, sem negligenciar a forma e o tipo da superfície dos grãos de agregados. A ligação entre a pasta de cimento e o agregado não é resultado somente do entrelaçamento mecânico dos produtos de hidratação do cimento com o agregado, mas também da reação química entre o agregado e a pasta de cimento. Se a resistência da

zona de transição for menor do que a resistência do agregado ou da pasta de cimento, a zona de transição se torna uma zona de fraqueza no desenvolvimento da resistência do concreto. A zona de transição é formada por cristais maiores e em maior quantidade do que os encontrados na pasta de cimento hidratado. A propagação de fissuras é mais fácil em cristais de tamanho grande do que em cristais de pequena dimensão. Os cristais da zona de transição mostram uma orientação preferencial, o que é favorável à propagação de fissuras, sendo por isso a parte mais fraca do concreto endurecido. Nos concretos tradicionais, ocorre uma concentração de tensões nos agregados (menos deformáveis que a matriz de cimento *Portland*), e conseqüentemente na zona de transição, tornando-a mais tencionada, induzindo a fissuração. Uma vez iniciada a fissuração, esta se propaga de uma zona de transição a outra, e na maioria dos casos, a fratura segue o contorno dos agregados (Paulon, 2005).

O tempo de cura não influencia no mesmo grau a resistência e o módulo de elasticidade do concreto. A melhoria da massa específica na zona de transição na interface, resultante da lenta interação química entre a pasta de cimento e o agregado, é mais acentuada para a relação tensão-deformação do que para a resistência à compressão do concreto.

A pasta de cimento hidratada e o agregado quando submetidos separadamente ao carregamento apresentam uma curva tensão-deformação sensivelmente linear. A curvatura do concreto é devida a presença de interfaces entre o agregado e a pasta de cimento, e o aparecimento de microfissuras nessas interfaces, como mostra a Figura 3.12. Nota-se que ao contrário do agregado e pasta de cimento, o concreto não é um material elástico, e as suas propriedades não precisam ser iguais à soma das propriedades dos seus elementos.

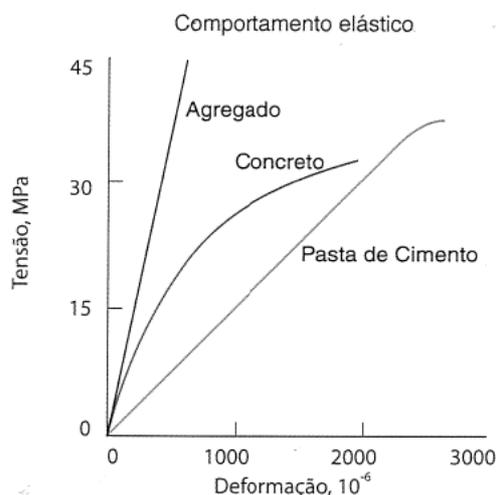


Figura 3.12 – Comportamentos típicos de tensão-deformação da pasta de cimento, agregado e concreto (Hsu, T. C., ACI Monograph 6, p. 100, 1971).

3.2.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

A resiliência é a capacidade de um material de absorver energia quando ele é deformado elasticamente e depois, com a remoção da carga, recuperar essa energia. A propriedade associada é o módulo de resiliência, que representa a energia de deformação por unidade de volume exigida para

tensionar um material desde um estado com ausência de carga até a sua tensão limite de escoamento. Os materiais resilientes são aqueles que possuem limites de escoamentos elevados e módulos de elasticidade pequenos (Callister, 2006).

A resiliência de um material representa sua habilidade em absorver energia sem qualquer dano ao material, e o módulo de resiliência, que é quando a tensão σ atinge o limite de proporcionalidade (Hibbeler, 2000), é dado por:

$$u_r = \frac{1}{2} \sigma_p \epsilon_p = \frac{1}{2} \frac{\sigma_p^2}{E} \quad (3.15)$$

onde u_r é o módulo de resiliência; σ_p é a tensão e ϵ_p a deformação.

3.2.4 TENACIDADE

A tenacidade é um termo mecânico que representa uma medida da habilidade do material para absorver energia até a sua fratura. Para uma situação estática com pequena taxa de deformação, a tenacidade pode ser determinada a partir dos resultados de um ensaio tensão-deformação, e é toda a área sob a curva do diagrama tensão-deformação. Para que um material seja tenaz, ele deve apresentar tanto resistência como ductilidade, e os materiais dúcteis são mais tenazes do que os materiais frágeis. Embora o material frágil apresente um maior limite de escoamento e um maior limite de resistência, ele possui uma tenacidade menor do que o material dúctil, em virtude de sua falta de ductilidade (Callister, 2006).

A tenacidade representa a densidade de energia de deformação do material no instante imediatamente anterior à sua ruptura. Isso é importante no projeto de elementos que podem acidentalmente sofrer sobrecargas. Materiais com alta tenacidade sofrem grandes distorções devidas a uma sobrecarga, entretanto eles podem ser escolhidos em vez daqueles com valores baixos, já que os materiais com tenacidade baixa podem romper subitamente sem dar sinais de um rompimento iminente (Hibbeler, 2000).

A tenacidade não pode ser confundida com a resistência, pois materiais de baixa resistência poderão apresentar maior tenacidade que os materiais de maior resistência. A tenacidade é um parâmetro importante nas análises e investigações de propagação de fissuras na estrutura interna dos concretos, e ainda mais relevantes para o caso de piso sujeito aos impactos do que propriamente para a caracterização da fissuração dos concretos ao longo do tempo, em fadiga. A tenacidade é um objeto de importante de investigação, assim como é a medida do módulo de elasticidade, e deveria ser incorporada nos estudos de dosagem dos concretos junto com as outras propriedades do concreto (Balbo, 2009).

3.3 MÉTODOS DE MEDIÇÃO

A resistência à compressão simples e o módulo de elasticidade do concreto podem ser avaliados pelos métodos direto e indireto. Pelo método direto a propriedade de interesse é quantificada diretamente no objeto, e pelo método indireto, a propriedade de interesse é avaliada por outra propriedade correlacionável.

3.3.1 MÉTODOS DIRETOS

Dentre os métodos de ensaios diretos existentes, este estudo se concentrou nos ensaios de resistência à compressão e módulo de elasticidade estático.

3.3.1.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Segundo a NBR 5739 (ABNT, 1994), a aparelhagem necessária para a execução do ensaio deve ter a capacidade compatível com os ensaios a serem realizados, permitindo a aplicação controlada de carga sobre o corpo-de-prova colocado entre os pratos de compressão. O prato que se desloca deve ter movimentação na direção vertical, mantendo paralelismo com o eixo vertical da máquina. O corpo-de-prova cilíndrico deve ser posicionado de modo que, quando estiver centrado, seu eixo coincida com o da máquina, fazendo com que a resultante das forças passe pelo centro.

A máquina deve permitir o ajuste da distância entre os pratos de compressão antes do ensaio, facilitando a introdução e o alinhamento do corpo-de-prova entre eles, e deve ser feito através de um mecanismo da máquina, independente do sistema de carga.

As superfícies dos pratos superiores e inferiores devem ser paralelas entre si, e quando apoiado ou fixado à máquina, devem apresentar rigidez total.

A face de carga do prato inferior deve ser perpendicular ao eixo vertical da máquina e permanecer nessa posição durante todo o ensaio. Já o prato superior, deve ter uma articulação, tipo rótula esférica, situado na intersecção do eixo vertical da máquina com a superfície de contato com o corpo-de-prova. O conjunto deve permitir a movimentação livre mínima em qualquer direção, quando submetido a uma carga inicial de acomodação de 0,1% da carga estimada de ruptura. Após a aplicação de uma pequena carga inicial de acomodação, o prato não deve mais movimentar-se em sentido algum durante todo o transcorrer do ensaio.

Até a data do ensaio, os corpos-de-prova devem ser curados, nas condições preconizadas e definidas pelas normas NBR 5738 (ABNT, 1994), NBR 7680 (ABNT, 1983) e NBR 9479 (ABNT, 1994).

Os corpos-de-prova moldados devem ter as suas faces de aplicação de carga capeadas de acordo com a NBR 5738 (ABNT, 1994), e rompidas à compressão nas idades de 3, 7 e 28 dias, contados a partir do momento em que o cimento é posto em contato com a água de mistura.

Os corpos-de-prova devem ser centralizados no prato inferior, depois de suas faces inferiores e superiores estarem limpas e secas.

O carregamento do ensaio deve ser aplicado continuamente e sem choques, com velocidades entre 0,3 MPa/s e 0,8 MPa/s.

A resistência à compressão do concreto é obtida dividindo-se a carga de ruptura pela área da seção transversal do corpo-de-prova, e expressa em MPa.

3.3.1.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO

Para a determinação de esforços solicitantes e análise do comportamento de estruturas de concreto com cargas de curta duração, a relação entre as tensões axiais de compressão e as deformações específicas do concreto é afetada pelo método de ensaio utilizado ou pelas características do concreto. O comportamento do concreto sob tensões normais de compressão não apresenta um trecho linear-elástico em sua curva de tensão-

deformação específica, como prevê a Lei de *Hooke*. Mas mesmo assim esse comportamento elástico aproximado do concreto é contemplado pela NBR 8522 (ABNT, 2003), e tanto a NBR 6118 (ABNT, 2003), quanto a NBR 8522 (ABNT, 2003) adotam a nomenclatura de módulo de elasticidade ou módulo de deformação para os concretos.

A norma NBR 8522 (ABNT, 2003) estabelece os métodos para a determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão, do concreto endurecido, em corpos-de-prova cilíndricos que podem ser moldados ou extraídos da estrutura, e estabelece como traçar o diagrama tensão-deformação.

Esta norma define dois tipos de carregamento para a determinação de módulos de deformação, podendo ser obtido o módulo de deformação secante (E_{cs}) e o módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}).

O módulo de elasticidade secante (E_{cs}) é a propriedade do concreto cujo valor numérico é o coeficiente angular da reta secante ao diagrama tensão-deformação específica, passando pelos pontos A e B correspondentes, respectivamente à tensão de 0,5 MPa e à tensão considerada no ensaio, como na Figura 3.13.

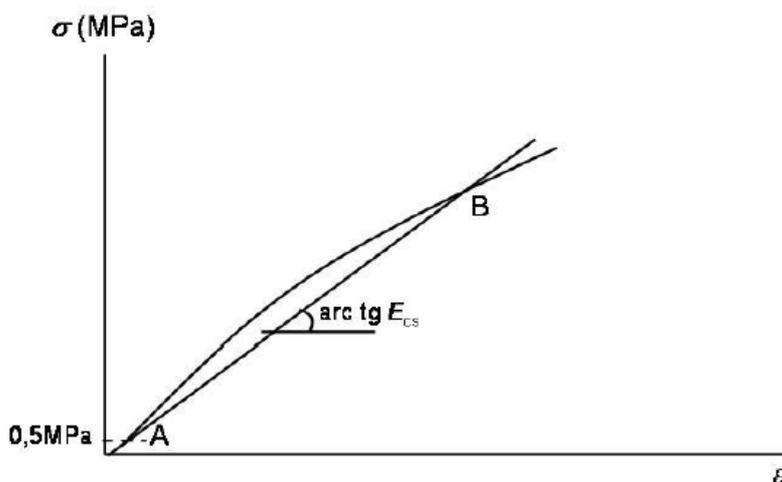


Figura 3.13 - Representação do módulo de deformação secante, E_{cs} (NBR 8522).

O módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}) é considerado equivalente ao módulo de deformação secante ou cordal entre 0,5 MPa e 30% de f_c , para o carregamento estabelecido neste método de ensaio. O módulo de elasticidade pode ser considerado como um módulo de deformação, quando se trabalha com o material no regime elástico, como mostrado na Figura 3.14.

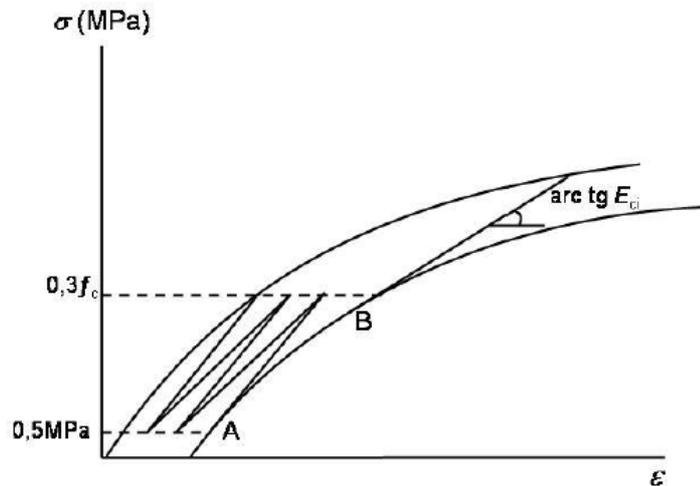


Figura 3.14 - Representação do módulo de deformação tangente inicial, E_{ci} (NBR 8522).

Baseando nos Gráficos 3.13 e 3.14, o módulo de elasticidade é constante na região do módulo de elasticidade secante (0,5 MPa a $0,3.f_c$), que é apenas um pouco inferior do que o módulo tangente na origem. Acima de $f_c \cdot 0,4$ deve considerar o módulo variável em função do grau de solitação, valendo o módulo secante para a deformação total através da carga relativa à tensão de compressão do concreto σ_b , e o módulo tangente para o aumento da deformação, através de pequenos estágios de carga.

A resistência à compressão do concreto deve ser determinada em dois corpos-de-prova similares, do mesmo tamanho e forma dos que serão utilizados para determinar o módulo de elasticidade. A partir do valor médio da resistência à compressão obtida, f_c , determinam-se os níveis de carregamento a serem aplicados.

3.3.2 MÉTODOS INDIRETOS

Dentre tantos métodos indiretos usados para estimar as propriedades mecânicas, este estudo empregou o método da frequência ressonante fundamental de vibração.

Nos tópicos a seguir são apresentados os conceitos de frequência ressonante e a sua aplicação no concreto.

3.3.2.1 FREQUÊNCIA RESSONANTE

Sempre que a frequência natural de vibração de um corpo coincide com a frequência de excitação externa, ocorre um fenômeno chamado de ressonância e depende do tipo e da dimensão da amostra. De um modo geral, quanto maior a distância que a onda sonora tem que percorrer, menor é a frequência de ressonância.

Quando uma força externa senoidal é aplicada ao oscilador, as oscilações resultantes são chamadas de oscilações forçadas e ocorrem nas áreas da mecânica, acústica, circuitos elétricos e física atômica. Essas oscilações forçadas ocorrem com a frequência da força externa e não com a frequência natural de vibração do sistema. Entretanto a amplitude das oscilações depende da relação entre a frequência da força aplicada e a frequência natural. Uma sucessão de pequenos impulsos aplicados a uma determinada frequência pode produzir uma oscilação de grande amplitude. Os osciladores reais são dotados de força de amortecimento, senão a energia

fornecida ao oscilador pela força externa seria acumulada indefinidamente e a amplitude aumentaria sem limite. Quando o amortecimento é pequeno, as oscilações forçadas atingem sua amplitude de deslocamento máximo quando a frequência da força aplicada é idêntica à frequência natural. Essa condição é conhecida como ressonância e a frequência da força excitadora correspondente é chamada de frequência angular de ressonância (Resnick; Halliday e Krane, 2003).

A Figura 3.15 apresenta a amplitude de vibrações forçadas quando a frequência da força aplicada varia nas vizinhanças da frequência natural ω . Quando o amortecimento é pequeno, a amplitude das oscilações forçadas aumenta rapidamente quando a frequência da força excitadora se aproxima da frequência natural ω e atinge o seu valor máximo. Para os amortecimentos muito altos, a amplitude não aumenta tão rapidamente nas proximidades da ressonância, e para os maiores valores de amortecimento, a frequência ressonante é levemente deslocada em relação à frequência natural.

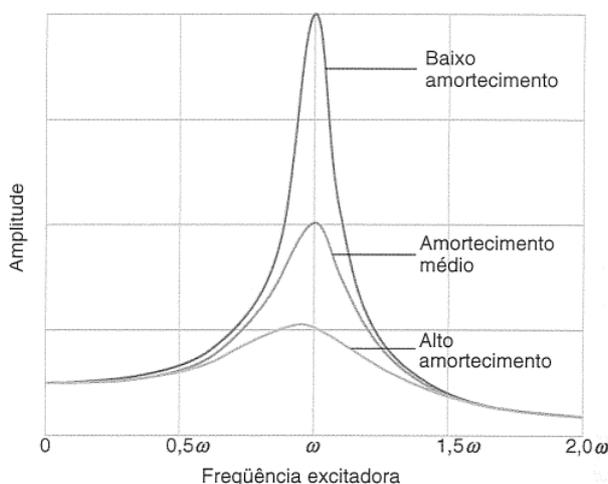


Figura 3.15 – Amplitude de um oscilador forçado em função da frequência angular da força excitadora (Resnick; Halliday e Krane. 2003, p. 102).

Se nenhuma energia for perdida ou dissipada por atrito ou outra resistência durante a oscilação, a vibração é conhecida como vibração não amortecida. Se qualquer energia for perdida dessa maneira, é conhecida como vibração amortecida. Se os elementos básicos do sistema vibratório (mola, massa, acelerador) comportam-se linearmente, a vibração resultante é conhecida como vibração linear. Caso qualquer um dos elementos se comportar não linearmente, a vibração é conhecida como vibração não linear (Rao, 2008).

Uma mola linear é um tipo de elo mecânico cuja massa e amortecimento são, de modo geral, considerados desprezíveis. Uma força é desenvolvida na mola sempre que houver um movimento relativo entre suas extremidades. A força da mola é proporcional à quantidade de deformação e é dada por:

$$F(x) = -kx \quad (3.16)$$

onde F é a força da mola, x é a deformação (deslocamento de uma extremidade em relação à outra) e k é a rigidez da mola ou constante elástica.

Representando F e x em um gráfico obtém uma linha reta de acordo com a equação (3.16).

As molas reais são não lineares e seguem a equação (3.16) apenas até certa deformação. Quando a deformação ultrapassa certo valor (após o ponto A da Figura 3.16), a tensão ultrapassa o limite de escoamento do material e a relação força-deformação torna-se não linear. Em muitas aplicações práticas, admitimos que as deflexões são pequenas e usamos a relação linear na equação (3.16), acima (Rao, 2008).

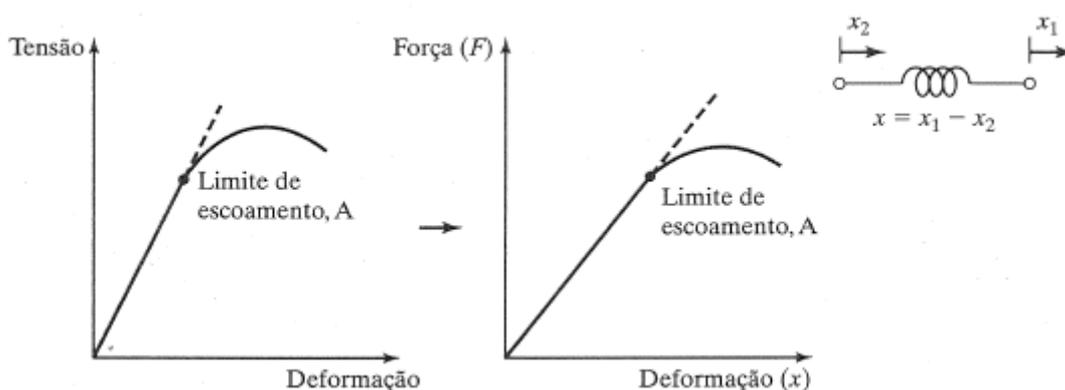


Figura 3.16 – Não linearidade além do limite de proporcionalidade (Rao, 2008, p. 12).

Os sistemas físicos descritos nos termos da equação (3.16) obedecem a Lei de *Hooke*, e uma das classes de processos físicos que pode ser tratada pela sua aplicação é aquela que envolve deformações elásticas. Enquanto os deslocamentos são pequenos e os limites elásticos não são excedidos, uma força de restauração linear poderá ser utilizada em problemas de molas estendidas, molas elásticas, vigas flexionadas e problemas similares. Porém esses cálculos são aproximados, pois todas as forças de restauração na natureza são mais complicadas do que a força simples da Lei de *Hooke*. As forças lineares constituem apenas aproximações úteis e sua validade se limita aos casos nos quais as amplitudes das oscilações são pequenas (Thornton e Marion, 2011).

Oscilações amortecidas, normalmente resultantes do atrito, são quase sempre o tipo de oscilações que ocorre na natureza. Esse amortecimento das oscilações pode ser neutralizado se algum mecanismo fornecer ao sistema a energia de um a fonte externa em uma taxa igual àquela absorvida pelo meio do amortecimento. Movimentos desse tipo são denominados oscilações impelidas (ou forçadas).

A norma americana *Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens* da *American Society for Testing and Materials* (ASTM C 215, 2008), trata dos métodos de medição das frequências ressonantes transversal, longitudinal e torcional dos prismas e cilindros de concreto, através dos métodos de ressonância forçada e de impacto, para a estimativa do módulo de elasticidade dinâmico do concreto, entre outras propriedades. A norma britânica *Recommendations for the measurement of dynamic modulus of elasticity* da *British Standards Institution* (BS 1881: Part 209:1990) dá recomendações para estimar o módulo de elasticidade dinâmico, utilizando a frequência ressonante longitudinal.

As normas não propõem estabelecer os coeficientes de segurança dos valores obtidos, sendo de responsabilidade do usuário estabelecê-las, além de determinar os limites de sua aplicabilidade.

Para a medição da vibração é necessário basicamente um excitador (eletromagnético) para aplicar uma força conhecida à amostra; um transdutor (acelerômetro) para converter o movimento físico do equipamento em sinal elétrico; um amplificador de sinal para tornar as características do transdutor compatíveis com a entrada do sistema digital, dentre outros.

O método da ressonância forçada para determinar a frequência ressonante deste estudo está representado na Figura 3.17. A frequência ressonante é determinada em função da propriedade do material e de sua extensão, e a área transversal da amostra não tem efeito significativo no valor da frequência ressonante.

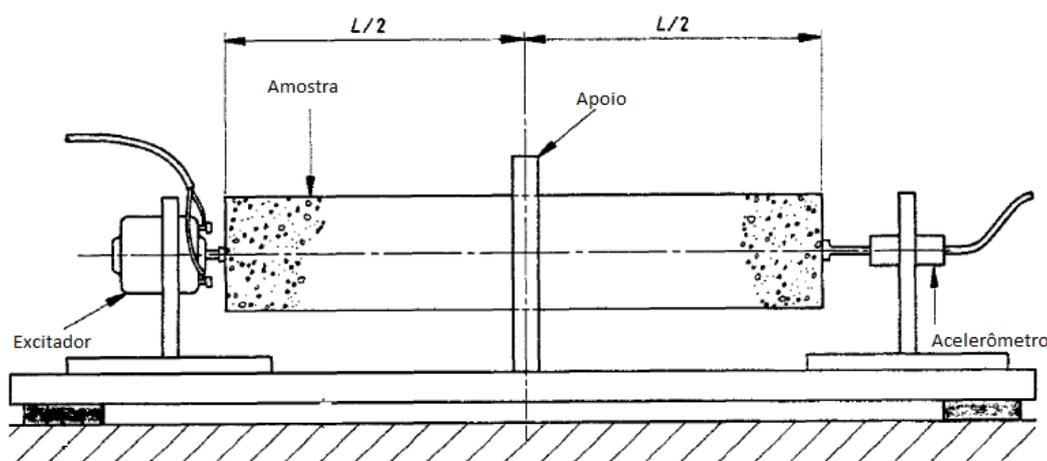


Figura 3.17 – Configuração do teste para medir a frequência ressonante (BS 1881: Part 209:1990)

A amostra de concreto apoiada é forçada a vibrar através de uma unidade motriz eletromecânica. As vibrações são variadas até atingir uma amplitude máxima, quando a frequência de vibração se aproxima da frequência natural da amostra, sendo essa o valor de sua frequência ressonante. As frequências ressonantes são obtidas pela localização adequada da unidade motriz eletromecânica, do acelerômetro e do corpo-de-prova de concreto. Para isso, a amostra tem que ser apoiada de modo que ela seja capaz de vibrar livremente no sentido longitudinal. O corpo-de-prova e a unidade motriz eletromecânica devem ser posicionados de modo que a força aplicada seja perpendicular e aproximadamente no centro da superfície da extremidade da amostra. O acelerômetro deve coincidir com a direção da vibração, isto é, ao eixo longitudinal da amostra.

Estimula-se, através da unidade motriz eletromecânica, o corpo-de-prova a vibrar em diferentes frequências. Ao mesmo tempo, observe a sua indicação amplificada na saída do coletor. Anota-se a frequência longitudinal, que é a frequência máxima observada no ponto central da amostra, que é a vibração longitudinal fundamental. No modo fundamental longitudinal, o nó no centro do comprimento da amostra apresenta as vibrações máximas.

Aplica-se esse método indireto pra avaliar a uniformidade do concreto e estimar o módulo de elasticidade. Aplicam-se também para a detecção e

medição de fissuras, estudos de durabilidade do concreto, flexão do concreto, dentre outros. Dentre os fatores que afetam a medição, estão a temperatura e umidade do concreto, comprimento do corpo-de-prova etc. Os valores da frequência ressonante em função do comprimento do corpo-de-prova, para vários materiais, estão na Figura 3.18.

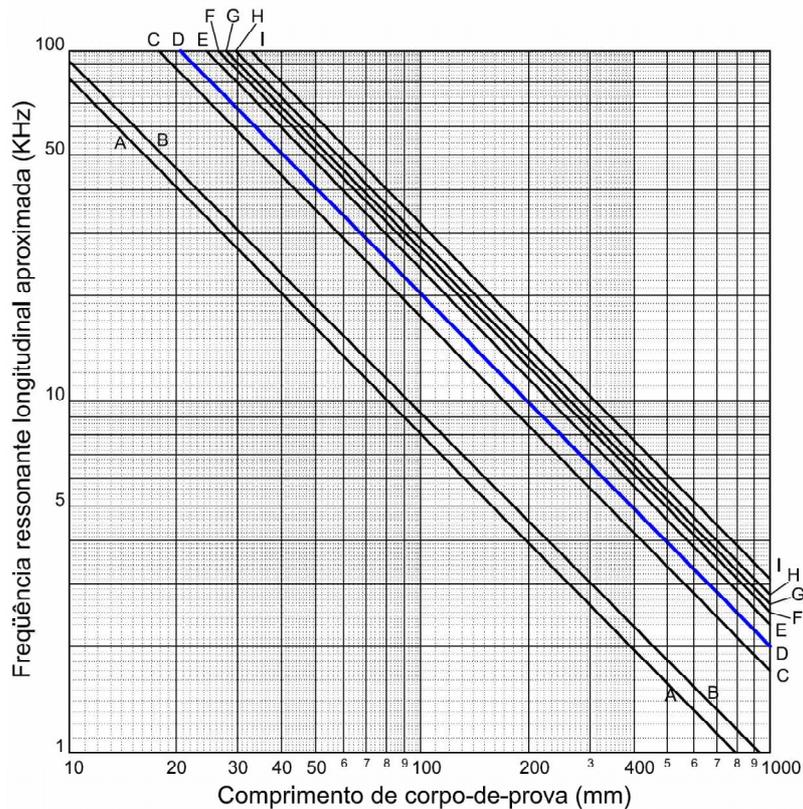


Figura 3.18 - Frequência ressonante longitudinal estimada. Fonte: Manual Electronics, CNS (1995).

A = Acetal; **B** = Acrílico; **C** = Latão; **D** = Ouro e Concreto; **E** = Cristal de chumbo, Ferro fundido e Tungstênio; **F** = Aço; **G** = Ligas de alumínio; **H** = Vidro; **I** = Carboneto de tungstênio.

É importante utilizar esse método de ensaio não destrutivo porque ele determina a frequência de ressonância de um determinado material, sendo possível estimar o módulo de elasticidade dinâmico do material. A capacidade de obter o módulo dinâmico de uma forma não destrutiva abre a possibilidade de examinar, por exemplo, o nível de degradação e a rigidez do elemento. Isso pode ser feito em materiais no campo ou em condições de laboratório com objetivo de compreender as suas propriedades e suas reações aos intemperismos.

A grande vantagem do uso de ensaios não destrutivos é a possibilidade de repetir o ensaio em caso de qualquer dúvida. Isso não é possível em caso de ensaios destrutivos, devido ao número restrito de corpos-de-prova, dando margem a resultados e avaliações equivocadas.

Esses métodos de ensaios não destrutivos são aplicados aos metais e não metais. No entanto, a ênfase no caso dos metais é a localização do local dos defeitos ou discontinuidades com o coeficiente de qualidade. Nos concretos, a ênfase é o estudo das condições das propriedades mecânicas ou

a qualidade do concreto. Isso porque o concreto é um material cheio de características que podem ser consideradas como defeito.

A partir da estrutura básica do material, espera-se que qualquer alteração em uma de suas propriedades, afete todas as outras propriedades também. Essa é a principal razão da utilidade dos testes indiretos. É desejável determinar a qualidade do volume inteiro do concreto em termos da propriedade necessária para o uso final, resistência em geral. Isso simplesmente não é possível utilizando os testes convencionais destrutivos. Com os ensaios não destrutivos é possível cobrir todo o volume, com ensaios apropriados.

Dentre os métodos dinâmicos ou de vibrações, o método de frequência ressonante é baseado na determinação da frequência ressonante fundamental de vibração de uma amostra, sendo a vibração contínua gerada eletromecanicamente, e é utilizada para estimar o módulo de Young e o coeficiente de *Poisson*. Por isso é necessário conhecer os princípios que regem esses sistemas vibratórios e os elementos da construção dos seus modelos, o qual o método indireto de frequência ressonante faz parte.

Os três elementos do sistema vibratório são a inércia, a rigidez e a dissipação, além das forças e momentos aplicados externamente e perturbações externas devido a deslocamentos e/ou velocidades iniciais. O elemento de inércia armazena e libera a energia cinética; o elemento de rigidez armazena e libera a energia potencial e o elemento da dissipação ou amortecimento expressa a perda de energia do sistema. Ambos os elementos são usados na construção de modelos de sistema, além da combinação de elementos distribuídos e discretos. A massa, a rigidez e o amortecimento são os parâmetros das equações governantes do sistema e são utilizados para modelar os sistemas físicos (Balachandran e Magrad, 2011).

A Figura 3.19 apresenta um exemplo de modelo vibratório eletromecânico.

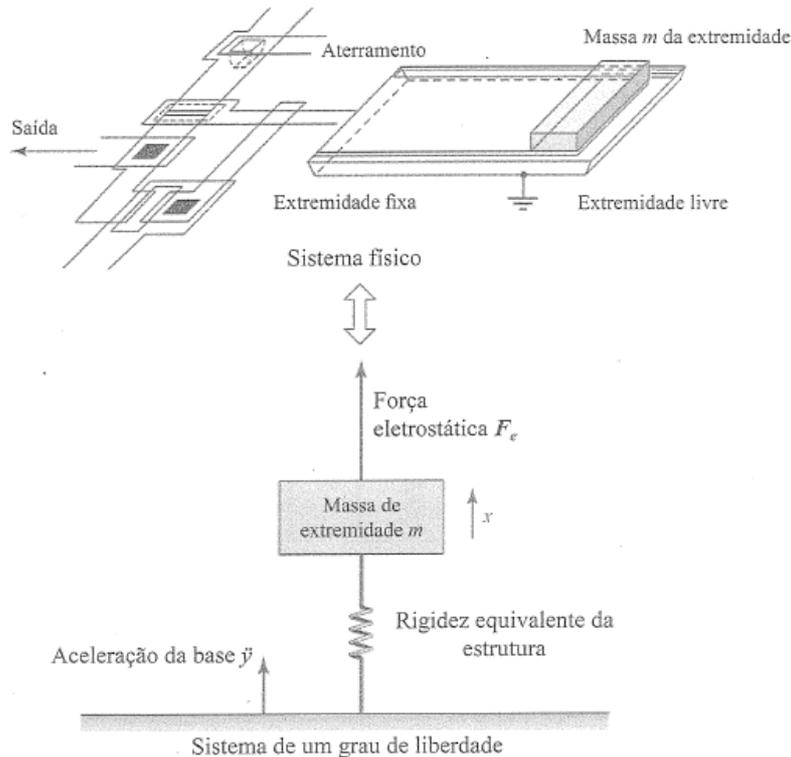


Figura 3.19 – Acelerômetro eletromecânico. *De Systems Dynamics and Control 1 st edition by Umes-Eronini (Balachandran e Magrad. 2011, p. 49).*

Na construção do sistema vibratório acima, a inércia da estrutura de mola de rigidez k em balanço é ignorada. A massa da estrutura em balanço é considerada desprezível e a massa da extremidade livre é modelada como uma massa pontual m . O movimento desse elemento inercial é descrito como uma única coordenada generalizada x , e o modelo é um exemplo de sistema de um grau de liberdade. A força eletrostática gerada pelo capacitor atua diretamente sobre a massa, enquanto a aceleração a ser medida \ddot{y} atua no suporte do modelo vibratório. A força eletrostática que atua diretamente sobre o elemento inercial é um exemplo de excitação direta, enquanto a aceleração atuando no suporte é um exemplo de excitação de suporte (Balachandran e Magrad, 2011).

Os princípios que governam os sistemas com diferentes graus de liberdade (número mínimo de coordenadas independentes requerido para descrever o movimento) e as informações necessárias para a investigação experimental, numérica e analítica de um sistema vibratório estão na Figura 3.20.

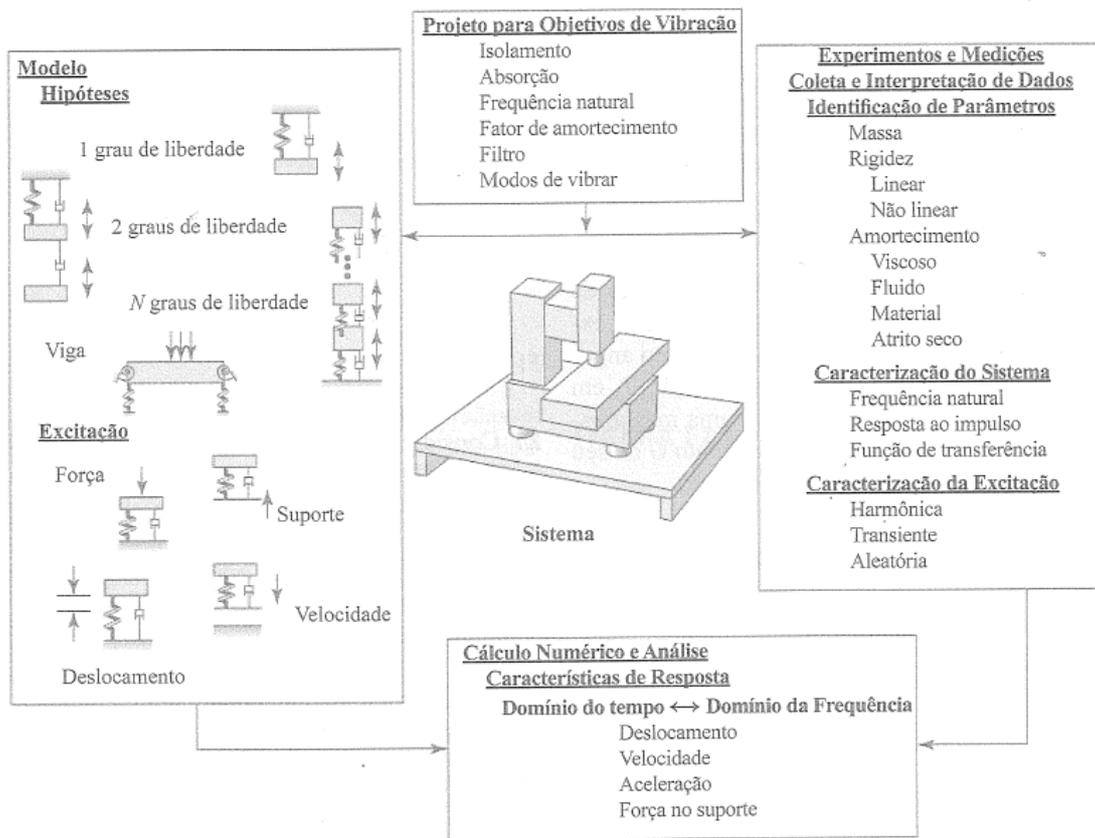


Figura 3.20 – Projeto para vibração (Balachandran e Magrad. 2011, p. 53).

Os princípios da mecânica newtoniana da quantidade de movimento linear e angular, que compreende os métodos de equilíbrio de forças e de momentos, foram os parâmetros que originaram as expressões de frequência natural e amortecimento.

O princípio da quantidade do movimento linear assegura que num sistema de referência inercial, a razão da variação da quantidade de movimento linear de um sistema é igual à força total que atua sobre ele, e é expresso em:

$$F = \frac{dp}{dt} \quad (3.17)$$

onde F é o vetor força total e p a quantidade de movimento linear total do sistema.

O princípio da quantidade de movimento angular garante que a razão da variação da quantidade de movimento angular de um sistema em relação ao centro de massa do sistema ou a um ponto fixo é igual ao momento total em relação a esse ponto, e é expresso em:

$$M = \frac{dH}{dt} \quad (3.18)$$

onde M é o momento resultante em relação a um ponto fixo O em um sistema de referência inercial ou em relação ao centro de massa G , e H é a quantidade de movimento angular total do sistema em relação a esse ponto (Balachandran e Magrad, 2011).

A utilização dos métodos de equilíbrios de forças e momentos para a derivação de equações governantes de movimento de sistemas, como a posição de equilíbrio estático de um sistema vibratório e a verificação de linearização de um sistema não linear para oscilações de “pequena” amplitude em torno da posição de equilíbrio do sistema, e ilustrado a seguir.

Considerando o princípio da quantidade linear (segunda Lei de movimento de *Newton*), o equilíbrio dinâmico é dado por:

$$F - \dot{p} = 0 \quad (3.19)$$

onde F é o vetor de força externa resultante do sistema, p é a quantidade de movimento linear derivado no tempo. Para um sistema de massa constante m cujo centro de massa se move com aceleração absoluta a , a taxa de variação da quantidade de movimento linear é:

$$\dot{p} = ma \quad (3.20)$$

Substituindo (3.20) em (3.19), temos:

$$F - ma = 0 \quad (3.21)$$

onde o termo $-ma$ é chamado de força de inércia. O sistema está em equilíbrio sob a ação de forças externas e de inércia. Essa declaração é conhecida de Princípio de *D'Alembert*.

A Figura 3.21 mostra o sistema mola-massa-amortecedor.

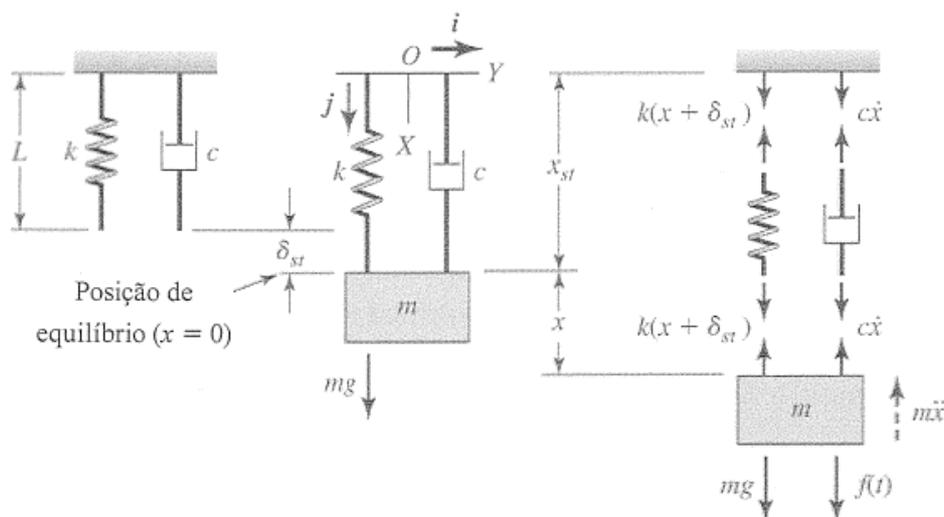


Figura 3.21 – Vibrações verticais de um sistema mola-massa-amortecedor (Balachandran e Magrad. 2011, p. 63).

O vetor da posição da massa com relação ao ponto fixo O é:

$$r = r\mathbf{j} = (L + \delta_{st} + x)\mathbf{j} \quad (3.22)$$

Com base na equação (3.21), obtemos:

$$f(t)\mathbf{j} + mg\mathbf{j} - (kx + k\delta_{st})\mathbf{j} - c\frac{dr}{dt}\mathbf{j} - m\frac{d^2r}{dt^2}\mathbf{j} = 0 \quad (3.23)$$

onde k é a rigidez da mola, δ_{st} é o deslocamento estático da mola e c o coeficiente de amortecimento.

Usando a equação (3.22) e observando que L e δ_{st} são constantes, e rearranjando os termos da equação (3.23), reduz-se a equação diferencial escalar:

$$m\frac{d^2x}{dt^2} + c\frac{dx}{dt} + k(x + \delta_{st}) = f(t) + mg \quad (3.24)$$

onde $f(t)$ é a força dependente do tempo.

A posição de equilíbrio estático de um sistema corresponde ao estado de repouso do sistema, com velocidade e aceleração zero, como mostra a equação:

$$k(x + \delta_{st}) = mg \quad (3.25)$$

Na equação (3.24) a posição de equilíbrio estático do sistema é nulo, ou seja, $x = 0$. Com o peso devido da massa m , a mola é estendida em uma quantidade δ_{st} chamada deslocamento estático, mostrado a seguir:

$$\delta_{st} = \frac{mg}{k} \quad (3.26)$$

Lembrando que a mola tem um comprimento não deformado L , a posição de equilíbrio estático medido a partir da origem O , e que é a posição de repouso do sistema, é:

$$x_{st} = x_{st}\mathbf{j} = (L + \delta_{st})\mathbf{j} \quad (3.27)$$

Então, a equação do movimento para oscilações em torno da posição de equilíbrio estático é:

$$m\frac{d^2x}{dt^2} + c\frac{dx}{dt} + kx = f(t) \quad (3.28)$$

O lado esquerdo da equação (3.28) mostra as forças dos componentes do sistema, e o lado direito mostra as forças externas atuando sobre a massa.

Para as vibrações de translação, a frequência natural ω_n do sistema é definida como:

$$\omega_n = 2\pi f_n = \sqrt{\frac{g}{\delta_{st}}} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.29)$$

$$k = \frac{EA}{L} \quad (3.30)$$

onde k é a rigidez; E o módulo de elasticidade; A é a área e L o comprimento.

Para os movimentos em translação, a frequência natural é:

$$\omega_n = 2\pi f_n = \sqrt{\frac{k_t}{J}} \quad (3.31)$$

onde k_t é a rigidez de torção do sistema e J é o momento de inércia da massa do sistema (Balachandran e Magrad, 2011).

O aumento na rigidez ou uma diminuição na massa ou no momento de inércia da massa do sistema aumenta a frequência natural. A diminuição na rigidez e/ou aumento na massa ou nos momentos de inércia da massa diminui a frequência natural. Quanto maior o deslocamento estático, menor é a frequência natural (Balachandran e Magrad, 2011).

Quando a frequência de excitação é igual à frequência natural do sistema, os valores da amplitude se tornam infinitos e a relação entre a frequência de excitação e a frequência natural do sistema é denominado relação de ressonância e, para essas frequências de excitação, diz que o sistema é ressonante (Balachandran e Magrad, 2011).

A oscilação forçada é aquela força externa variando harmonicamente com o tempo e aplicada no oscilador. A força total na partícula é:

$$F = -kx - b\dot{x} + F_0 \cos\omega t \quad (3.32)$$

onde consideramos uma força de restauração linear e uma força de amortecimento viscoso adicional à força de impacto. A equação do movimento se torna:

$$m\ddot{x} + b\dot{x} + kx = F_0 \cos\omega t \quad (3.33)$$

onde o parâmetro b é positivo para que a força seja resistiva, e a força $-b\dot{x}$ com $b < 0$ atua para aumentar a velocidade como força resistiva. A partícula m se move sob influência da força de restauração linear $-kx$ e uma força resistiva $-b\dot{x}$. Então, a equação do movimento se torna:

$$\ddot{x} + 2\beta\dot{x} + \omega_n^2 x = A \cos\omega t \quad (3.34)$$

onde $\beta = b/2m$ é o parâmetro de amortecimento; $\omega_n = \sqrt{k/m}$ é a frequência angular na ausência de amortecimento; $A = F_0/m$ e ω é a frequência angular da forçada. As raízes da equação auxiliar são:

$$r_1 = -\beta + \sqrt{\beta^2 - \omega_n^2} \quad (3.35)$$

$$r_2 = -\beta - \sqrt{\beta^2 - \omega_n^2} \quad (3.36)$$

A solução da equação (3.34) consiste em duas partes, uma função complementar $X_c(t)$, que é a solução da equação (3.34) com o lado direito

igualado a zero, e uma solução particular $X_p(t)$ que reproduz o lado direito. Portanto, a solução geral da equação é:

$$x_c(t) = e^{-\beta t} [A_1 \exp(\sqrt{\beta^2 - \omega_n^2} t) + A_2 \exp(-\sqrt{\beta^2 - \omega_n^2} t)] \quad (3.37)$$

Para a solução particular, temos:

$$x_p(t) = D \cos(\omega t - \delta) \quad (3.38)$$

Substituindo $X_p(t)$ na equação (3.38) e expandindo $\cos(\omega t - \delta)$ e $\sin(\omega t - \delta)$, temos:

$$\{A - D[(\omega_n^2 - \omega^2)\cos\delta + 2\omega\beta\sin\delta]\}\cos\omega t - \{D[(\omega_n^2 - \omega^2)\sin\delta - 2\omega\beta\cos\delta]\}\sin\omega t = 0 \quad (3.39)$$

Pelo fato de $\sin \omega t$ e $\cos \omega t$ serem funções linearmente independentes, esta equação pode ser satisfeita somente se o coeficiente de cada termo for anulado de forma idêntica. A partir do termo $\sin \omega t$ temos:

$$\operatorname{tg}\delta = \frac{2\omega\beta}{\omega_n^2 - \omega^2} \quad (3.40)$$

Portanto, podemos escrever:

$$\sin\delta = \frac{2\omega\beta}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2\beta^2}} \quad (3.41)$$

$$\cos\delta = \frac{\omega_n^2 - \omega^2}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2\beta^2}} \quad (3.42)$$

E do coeficiente do termo $\cos \omega t$, temos:

$$D = \frac{A}{(\omega_n^2 - \omega^2)\cos\delta + 2\omega\beta\sin\delta} = \frac{A}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + 4\omega^2\beta^2}} \quad (3.43)$$

onde D é a amplitude.

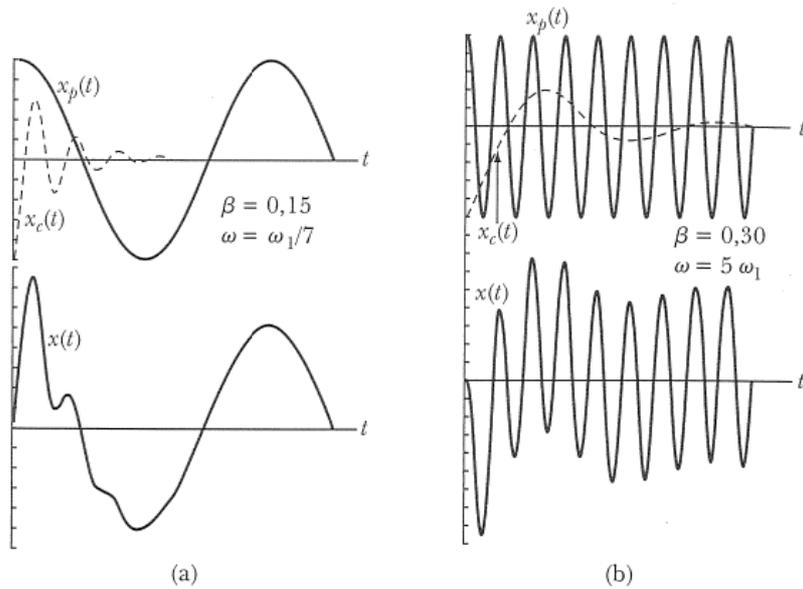


Figura 3.22 – Movimento oscilatório senoidal forçado com amortecimento. A solução do estado estacionário x_p , a solução temporária x_c e a soma x são mostrados em (a) para frequência forçada maior do que a frequência ressonante e em (b) para frequência forçada menor do que a frequência ressonante (Thornton e Marion. 2011, p. 106).

Para determinar a frequência angular no qual a amplitude D encontra-se no valor máximo, isto é, a frequência de ressonância da amplitude, define-se:

$$\int_{\omega}^{\omega_r} D = 0 \quad (3.44)$$

Efetuando a diferenciação, obtemos:

$$\omega_r = \sqrt{\omega_n^2 - 2\beta^2} \quad (3.45)$$

onde ω_r é a frequência ressonante, que é reduzida à medida que o coeficiente de amortecimento β aumenta. Nenhuma ressonância ocorre se $\beta > \omega_n/\sqrt{2}$, para o qual ω_r é imaginário e D decresce com o aumento de ω .

As oscilações lineares se aplicam a mais sistemas do que os de pequenas oscilações de massa, mola e pêndulo simples. A mesma formulação matemática se aplica a um conjunto de sistemas físicos. Os sistemas mecânicos incluem o pêndulo de torção, corda ou membranas vibratórias e vibrações elásticas de barras ou placas. Os sistemas acústicos as moléculas de ar vibram e temos ressonância que dependem das propriedades e das dimensões do meio. Nos sistemas atômicos, a radiação eletromagnética de alta frequência incide sobre o material e provoca a vibração dos átomos e moléculas. Na teoria dos osciladores lineares, um dos modos da excitação dos núcleos é a excitação coletiva, onde nêutrons e prótons vibram em vários movimentos coletivos, e a ressonância ocorre e o amortecimento existe. Contudo, os circuitos elétricos são os modelos mais analisados de oscilações não mecânicas e as vibrações mecânicas são avaliadas em termos do circuito elétrico equivalente (Thornton e Marion, 2011).

A Tabela 3.17 mostra a relação entre as quantidades mecânicas e elétricas análogas.

Tabela 3.17 – Quantidades mecânicas e elétricas análogas (Thornton e Marion. 2011, p. 110).

Mecânicas		Elétricas	
x	Deslocamento	q	Carga
\dot{x}	Velocidade vetorial	$\dot{q} = I$	Corrente
m	Massa	L	Indutância
b	Resistência de amortecimento	R	Resistência
$1/k$	Conformidade mecânica	C	Capacitância
F	Amplitude da força aplicada	ε	Amplitude da força eletromotriz aplicada

3.3.2.2 EQUAÇÕES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE A PARTIR DA FREQUÊNCIA RESSONANTE

As equações mais conhecidas do módulo de elasticidade são mostradas a seguir:

$$\text{Hooke:} \quad \sigma = E \times \varepsilon \quad (3.46)$$

$$\text{Newton:} \quad \sigma = \eta \dot{\varepsilon} \quad (3.47)$$

$$\text{Maxwell:} \quad \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} = \dot{\varepsilon} \quad (3.48)$$

$$\text{Kelvin:} \quad \sigma = \eta \dot{\varepsilon} + E\varepsilon \quad (3.49)$$

onde E é a constante elástica do material e η é a constante de amortecimento do material.

A Lei de *Hooke* é muito aplicada para os materiais cujo comportamento é eminentemente elástico, enquanto a Lei de *Newton* é mais utilizada para os materiais de comportamento viscoso. A Figura 3.23 mostra o sistema mola-amortecedor. Outros modelos podem ser construídos adicionando-se mais molas e amortecedores em série ou em paralelo.

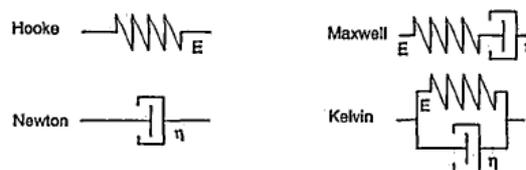


Figura 3.23 - Modelo mola-amortecedor de vários materiais viscoelásticos.

Os modelos viscoelásticos tornam a tensão e a deformação dependentes do tempo e da frequência. No domínio da frequência, têm-se as seguintes equações:

$$\text{Hooke:} \quad \sigma(j\omega) = E \times \varepsilon(j\omega) \quad (3.50)$$

$$\text{Newton:} \quad \sigma(j\omega) = j\omega\eta \times \varepsilon(j\omega) \quad (3.51)$$

$$\text{Maxwell:} \quad \sigma(j\omega) = \frac{j\omega\sigma}{j\omega\eta + E} \times \varepsilon(j\omega) \quad (3.52)$$

$$\text{Kelvin:} \quad \sigma(j\omega) = (j\omega\eta + E) \times \varepsilon(j\omega) \quad (3.53)$$

onde ω é a frequência em rad/s.

A vantagem da representação no domínio da frequência é que se pode retornar a relação linear usada pela Lei de Hooke. Só se pode introduzir o módulo de elasticidade dinâmico E_d com uma função complexa da frequência. O módulo de elasticidade dinâmico é definido como se segue:

$$\text{Hooke:} \quad E_d = E \quad (3.54)$$

$$\text{Newton:} \quad E_d = j\omega\eta \quad (3.55)$$

$$\text{Maxwell:} \quad E_d = \frac{j\omega\eta E}{j\omega\eta + E} \quad (3.56)$$

$$\text{Kelvin:} \quad E_d = j\omega\eta + E \quad (3.57)$$

Observa-se que para todos os modelos viscoelásticos o módulo de elasticidade varia em função da frequência. A parte imaginária faz referência às perdas e serve como indicador do amortecimento. Após esta breve introdução sobre os modelos viscoelásticos, a questão é: como medir o módulo de elasticidade dinâmico?

Propriedades do material x propriedades do sistema

Conhecendo as dimensões do corpo-de-prova, o módulo de elasticidade pode ser calculado em função de sua frequência ressonante (FRF) pelo método de Nielsen:

$$FRF(\omega) = \frac{\Delta L(\omega)}{\text{Força}(\omega)} = \frac{\text{sen}(\beta)}{\omega^2 \left[\frac{m_s}{\beta} \times \cos(\beta) - m \times \text{sen}(\beta) \right]} \quad (3.58)$$

onde:

$$\alpha = \sqrt{\frac{\omega^2 L^2 \rho}{E_d}}$$

α é o ângulo de fase e L é o comprimento, A é a área da seção transversal do corpo-de-prova, ρ é a massa específica (kg/m³), m_s é a massa (kg) e m é a massa das peças usadas no contato para transmitir vibração para o corpo-de-prova.

Utilizando-se o método diferencial para resolver a equação, ela é reescrita com uma equação do tipo:

$$EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (3.59)$$

Supondo que a relação comprimento/largura é suficientemente grande de modo que se possa desprezar os efeitos do cisalhamento e da inércia à rotação, *Euler Bernoulli* propôs a seguinte solução para a equação.

$$E = \frac{4\pi^2}{c^2 I} mL^3 f_r^2 \quad (3.60)$$

onde E é o módulo de elasticidade do material (N/m²); f_r é a frequência fundamental horizontal (Hz), I é o momento de inércia da seção (m⁴), m é a massa total da amostra (kg); L é o comprimento da amostra; c é um coeficiente que depende das condições de contorno e do modo de vibração.

A norma (ASTM C 215, 2008) apresenta as equações para calcular o módulo de elasticidade longitudinal, expressa em Pa, em função da frequência fundamental longitudinal (Hz), massa (kg) e dimensões do corpo-de-prova (m). Para o modo longitudinal, o *módulo de elasticidade dinâmico* é:

$$E_d = P \cdot m \cdot f_r^2 \quad (3.61)$$

onde m é a massa da amostra (kg) e f_r é a frequência fundamental longitudinal (Hz).

Para a *CNS Farnell Ltd Erudite Instrument*, de acordo com o artigo escrito por D. M. Vale, a equação para calcular o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal (GPa), é:

$$E_d = 4 \cdot f_r^2 \cdot L^2 \cdot \rho \cdot 10^{-9} \text{ (GPa)} \quad (3.62)$$

onde L é o comprimento da amostra; f_r é a frequência do modo fundamental de vibração longitudinal (Hz) e ρ é a massa específica (kg/m³).

- Para corpos-de-prova circulares

$$P = 5,093 \cdot \frac{L}{d^2} \quad (3.63)$$

Substituindo (3.63) em (3.61):

$$E_d = 5,093 \cdot \frac{L}{d^2} \cdot m \cdot f_r^2 \cdot 10^{-9} \text{ (GPa)} \quad (3.64)$$

onde L é o comprimento da amostra; d é o diâmetro (m); m é a massa da amostra (kg) e f_r é a frequência do modo fundamental de vibração longitudinal (Hz).

- Para corpos-de-prova quadrados

$$P = 4 \cdot \frac{L}{b \cdot b} \quad (3.65)$$

Substituindo (3.65) em (3.61):

$$E_d = 4 \cdot \frac{L}{b \cdot b} \cdot m \cdot f_r^2 \cdot 10^{-9} \text{ (GPa)} \quad (3.66)$$

onde L é o comprimento da amostra; b é a dimensão da seção transversal do prisma (altura e largura).

3.3.2.3 FATOR DE QUALIDADE DO SISTEMA

O fator de qualidade do sistema é uma medida da amplificação máxima do sistema de um grau de liberdade. O valor do coeficiente de amplitude em ressonância é denominado fator Q ou fator de qualidade do sistema. Geralmente descrevemos o grau de amortecimento de um sistema oscilatório em termos do fator de qualidade Q do sistema:

$$Q \equiv \frac{\omega_r}{2\beta} \quad (3.67)$$

Se um pequeno amortecimento ocorrer, Q será muito grande e a forma da curva de ressonância se aproxima daquela de um oscilador não amortecido. Todavia, a ressonância pode ser totalmente destruída se o amortecimento for grande e Q for muito pequeno.

Para um oscilador ligeiramente amortecido temos o fator de qualidade Q :

$$Q \cong \frac{\omega_n}{\Delta\omega} \quad (3.68)$$

onde ω_n é a frequência natural, $\Delta\omega$ representa o intervalo de frequência entre os pontos na curva de ressonância da amplitude que são $1/\sqrt{2} = 0,707$ da amplitude máxima.

$$\Delta\omega = \omega_2 - \omega_1 \cong 2\beta\omega_n \quad (3.69)$$

onde ω_n é a frequência natural, ω_2 é a alta frequência, ω_1 é a baixa frequência e β é o coeficiente de amortecimento. Quando a força aplicada ao sistema for igual à frequência natural, a frequência correspondente é a ressonante.

O fator de qualidade Q das amostras de concreto pode ser medida com precisão, e é determinado como sendo a diferença entre as frequências superiores e inferiores, no ponto de meia potência, acima e abaixo da frequência de ressonância. Substituindo (3.69) em (3.68) temos:

$$Q = \frac{1}{2\beta} = \frac{\omega_r}{\omega_2 - \omega_1} \text{ (rad/s)} = \frac{Fr}{Fh - Fl} \text{ (Hz)} \quad (3.70)$$

onde ω_r é a frequência ressonante, ω_2 é a alta frequência e ω_1 é a baixa frequência, em rad/s; Fr é a frequência ressonante, Fh é a alta frequência e Fl é a baixa frequência, em Hz.

A Figura 3.24 mostra as curvas de ressonância para vários valores diferentes de Q . Essas curvas indicam a redução da frequência de ressonância

com uma diminuição de Q , isto é, com o aumento do coeficiente de amortecimento β .

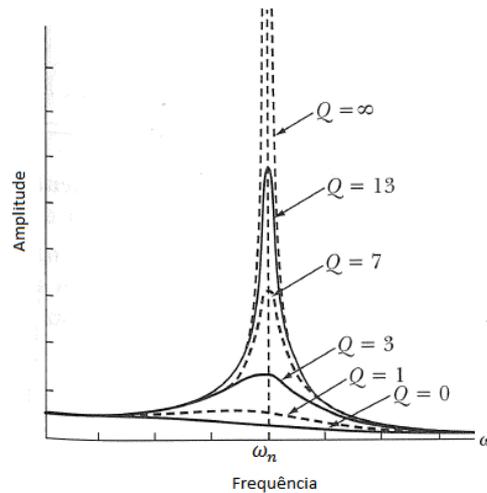


Figura 3.24 – Amplitude em função da frequência de impulsão ω para vários valores do fator de qualidade Q (Thornton e Marion. 2011, p. 107).

Um Q elevado significa que o sinal cai rapidamente na força do sinal acima e abaixo da ressonância. Por outro lado, um Q baixo significa que a queda é menos acentuada, como mostra a Figura 3.25. Como os materiais sofrem desgastes e deteriorações, a frequência ressonante e o fator Q são ambos afetados. O fator Q é significativamente mais sensível à degradação do material do que o módulo de elasticidade dinâmico e geralmente é mais baixo para os materiais danificados.

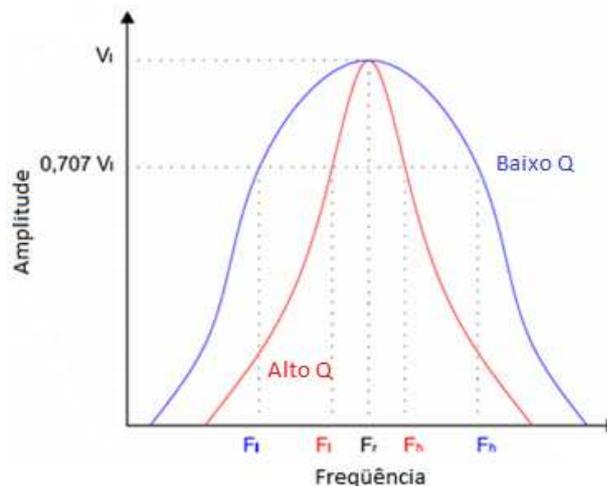


Figura 3.25 - Amplitude de vibração x frequência.

O coeficiente de qualidade decresce na medida em que as frequências ω_1 e ω_2 se afastam entre si, e que esse coeficiente é igual a 1 quando não existir diferença entre as frequências superiores e inferiores, no ponto de meia potência, acima e abaixo da frequência de ressonância, como mostra a Figura 3.26.

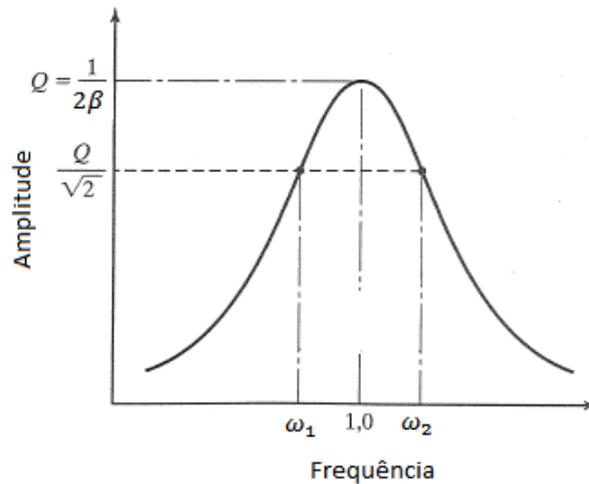


Figura 3.26 – Curva da harmônica mostrando os pontos de meia potência. (Rao. 2008, p. 108).

3.4 EQUAÇÕES EMPÍRICAS DAS NORMAS

As equações empíricas das normas técnicas são geralmente usadas para estimar e analisar as propriedades mecânicas, principalmente quando não existem ensaios de concretos feitos com os seus respectivos materiais caracterizados que serão usados na obra. Essas equações empíricas normalmente são em função da resistência à compressão, resistência característica, massa específica, dentre outras. Para a estimativa dos valores das resistências à compressão e dos módulos de elasticidade, são utilizados neste trabalho as equações empíricas das normas americana, brasileira e europeia.

3.4.1 EQUAÇÕES PARA ESTIMAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA

As resistências mecânicas, objeto deste estudo, são executadas de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 1994), dentre outras normas descritas a seguir. A resistência mecânica é uma propriedade importante para as estruturas de concretos, pois através dela pode estimar várias outras propriedades dos materiais, além de investigar a sua relação com o módulo de elasticidade, objeto deste estudo. Por isso são usadas as expressões para estimar a resistência do concreto a partir das equações sugeridas pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), descritas a seguir. Também são comparados os valores das resistências medidas com as resistências estimadas pelas equações das normas americana, brasileira e europeia, dos concretos com diferentes fatores água/cimento, teor de argamassa, dimensão máxima dos agregados graúdos, dentre outros.

3.4.1.1 NORMA BRASILEIRA (NBR 6118/2003)

A NBR 6118 (ABNT, 2003) e os comentários técnicos NB-1 apresentam as seguintes equações para analisar a evolução das propriedades mecânicas do concreto com a sua idade.

$$f_{ck}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} f_{ck} \quad (3.71)$$

$$f_{cm}(t) = f_{ck}(t) + 1,65 S_d \quad (3.72)$$

Onde $f_{cm}(t)$ é a resistência à compressão do concreto para idades de t dias, em MPa; f_{ck} é a resistência característica do concreto do concreto para idade de 28 dias, em MPa; $f_{ck}(t)$ é a resistência característica do concreto à compressão para idade de t dias, em MPa e S_d é o desvio-padrão da dosagem, em MPa.

sendo: s é o coeficiente de crescimento de resistência do cimento, e s é 0,38 para cimento CIII e CIV; s é 0,25 para cimento CI e CII e s é 0,20 para cimento CPV ARI. E o t é a idade efetiva do concreto, em dias.

3.4.1.2 NORMA AMERICANA (ACI 209/1997)

A norma ACI 209R (ACI, 1997) apresenta as seguintes relações para avaliação das propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo.

$$(f_c)_t = \frac{t}{\alpha + \beta t} (f_c)_{28} \quad (3.73)$$

Onde $(f_c)_{28}$ é a resistência média à compressão aos 28 dias, em MPa; $(f_c)_t$ é a resistência média à compressão aos t dias, em MPa; t é a idade do concreto, em dias; α é uma constante função do tipo do cimento, em dias e β é uma constante função do tipo de cimento.

Para cura úmida e cimento CPI, α equivale 4,0 e β igual a 0,85. Para cura úmida e cimento CPV, α equivale a 2,3 e β é 0,92. Para cura a vapor e cimento CPI, α é 1,0 e β é 0,95 e para cura a vapor e cimento CPV, α é 0,7 e β é 0,98.

3.4.1.3 NORMA EUROPEIA (CEB-FIP 1990)

O código CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) apresenta as seguintes relações para a avaliação das propriedades mecânicas do concreto ao longo do tempo.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.74)$$

onde, $f_{cm}(t)$ é a resistência à compressão do concreto com idade de t dias, em MPa.; f_{cm} é a resistência à compressão do concreto com idade de 28 dias, em MPa e $\beta_{cc}(t)$ é definido por.

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.75)$$

s é o coeficiente de crescimento de resistência do cimento: s é 0,38 para cimento CIII e CIV; s é 0,25 para cimento CI e CII e $s = 0,20$ para cimento CPV ARI. E t é a idade do concreto, em dias e t_1 é a idade do concreto, em 1 dia.

3.4.2 EQUAÇÕES PARA ESTIMAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE

A seguir as equações empíricas das normas técnicas brasileiras, americanas e europeias usadas para estimar o módulo de elasticidade tangente obtido através de outras propriedades dos concretos.

3.4.2.1 NORMA BRASILEIRA (NBR 6118/2003)

O módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial é estimado usando a expressão (3.72). De acordo com os comentários da NB-1, o módulo de elasticidade inicial E_{ci} está ligado ao valor médio da resistência à compressão do concreto f_{cm} , e será estimado em função de f_{ck} . Quando for o caso, é esse o módulo de elasticidade a ser especificado em projeto e controlado na obra. Na avaliação do comportamento global da estrutura e para o cálculo das perdas de protensão, pode ser utilizado em projeto o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}).

Na avaliação do comportamento global da estrutura, permite-se adotar o módulo E_{ci} , pois para toda a estrutura é adequado avaliar a rigidez a partir de f_{cm} , além de existir significativas regiões da estrutura onde as tensões são baixas, abaixo de 30% de f_{ck} , e considerando que parte dessas ações é usualmente dinâmica, de curta duração, para as quais o concreto tem uma resposta mais rígida.

Muitas são as variáveis que podem interferir no resultado do módulo de elasticidade do concreto, sendo difícil estabelecer um modelo que forneça o módulo a partir da resistência à compressão, que é apenas uma das variáveis em jogo. O Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON apresentou uma proposta de faixas possíveis de variação do módulo de elasticidade inicial.

$$E_{ci}(t) = 5600\sqrt{f_{ck}(t)} a_1 a_2 \quad (3.76)$$

onde $E_{ci}(t)$ é o módulo de elasticidade tangente para idade de t dias, em GPa e $f_{ck}(t)$ é a resistência característica do concreto à compressão para idade de t dias, em MPa.

Tabela 3.18 – Índice de correção do módulo de elasticidade em função da natureza do agregado

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

Tabela 3.19 – Índice de correção do módulo de elasticidade em função da sua consistência

Consistência do concreto fresco ⁽¹⁾		a₂
	fluida	0,9
	plástica	1,0
	seca	1,1

⁽¹⁾ Consistência obtida pela NBR NM 67 sem o uso de aditivos

3.4.2.2 NORMA AMERICANA (ACI 209/1997)

$$E_c(t) = 0,043 \sqrt{\rho^3 (f_c)_t} \quad (3.77)$$

onde ρ é a massa específica do concreto, em kg/m³; $(f_c)_t$ é a resistência à compressão aos t dias, em MPa e $E_c(t)$ é o módulo de elasticidade tangente, em GPa.

3.4.2.3 NORMA EUROPEIA (CEB-FIP 1990)

a) Módulo tangente na origem aos 28 dias:

$$E_{ci} = 2,15 \cdot 10^4 \sqrt{\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)} \quad (3.78)$$

onde f_{cm} é a resistência à compressão do concreto com idade de 28 dias, em MPa.

b) Módulo tangente na origem aos t dias:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \cdot E_{ci} \quad (3.79)$$

com,

$$\beta_E(t) = \sqrt{\beta_{cc}(t)} \quad (3.80)$$

onde $E_{ci}(t)$ é o módulo de elasticidade tangente do concreto com idade de t dias, em GPa; E_{ci} é o módulo de elasticidade do concreto tangente com idade de 28 dias, em GPa e $\beta_E(t)$ é o coeficiente que depende da idade do concreto.

3.4.3 EQUAÇÕES PARA ESTIMAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE

A seguir as equações empíricas das normas técnicas brasileiras, americanas e europeias usadas para estimar o módulo de elasticidade secante obtido através de outras propriedades dos concretos.

3.4.3.1 NORMA BRASILEIRA (NBR 6118/2003)

O módulo de elasticidade secante é utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para a determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviços, e deve ser estimado pela equação (3.81). Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural pode ser adotado um módulo de elasticidade único, à tração e a compressão, igual ao módulo de elasticidade secante (E_{cs}). A redução de 15% de E_{ci} para E_{cs} é importante porque em regiões localizadas as tensões podem ser de 40% a 50% de f_{ck} , até mais, reduzindo o valor de E_{cs} .

$$E_{cs}(t) = 0,85.5600\sqrt{f_{ck}(t)} a_1 a_2 \quad (3.81)$$

onde $E_{cs}(t)$ é o módulo de elasticidade secante para idade de t dias, em GPa e $f_{ck}(t)$ é a resistência característica do concreto à compressão para idade de t dias, em MPa; a_1 e a_2 são índices de correção do módulo de elasticidade em função da natureza do agregado e consistência do concreto.

3.4.3.2 NORMA AMERICANA (ACI 209/1997)

$$E_s(t) = 0,85.0,043\sqrt{\rho^3(f_c)_t} \quad (3.82)$$

onde ρ é a massa específica do concreto, em kg/m^3 ; $(f_c)_t$ é a resistência à compressão aos t dias, em MPa e $E_s(t)$ é o módulo de elasticidade tangente, em GPa.

3.4.3.3 NORMA EUROPEIA (CEB-FIP 1990)

c) Módulo secante aos 28 dias:

$$E_{cs} = 0,85.E_{ci} \quad (3.83)$$

onde E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto com idade de 28 dias, em GPa e E_{ci} é o módulo de elasticidade do concreto com idade de 28 dias, em GPa.

d) Módulo secante aos t dias:

$$E_{cs}(t) = 0,85.E_{ci}(t) \quad (3.84)$$

onde $E_{cs}(t)$ é o módulo de elasticidade secante do concreto com idade de t dias, em GPa; $E_{ci}(t)$ é o módulo de elasticidade do concreto com idade de t dias, em GPa.

4 METODOLOGIA

Este capítulo traça a metodologia utilizada, descrevendo o caminho percorrido para chegar aos objetivos propostos. Procurou realizá-los de acordo com os procedimentos normalizados pelas normas técnicas, e na ausência de uma metodologia específica para determinados ensaios, buscou-se orientação em metodologias afins.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a confecção dos concretos utilizados na pesquisa foram caracterizados os seguintes materiais: água, cimento *Portland* do tipo CPIII 40 RS, areia natural quartzosa, pó de calcário e britas de graduação 0 e 1 de natureza gnaíse.

4.1.1 ENSAIOS FÍSICOS, QUÍMICOS E MECÂNICOS DO CIMENTO PORTLAND

Os ensaios do cimento foram executados de acordo com a NBR 5735 (ABNT, 1991). O método consiste em verificar as exigências físicas, químicas e mecânicas do cimento exigidas como aglomerante hidráulico.

4.1.1.1 ENSAIOS FÍSICOS E MECÂNICOS DO CIMENTO PORTLAND

Os ensaios de caracterização física e mecânica dos cimentos *Portland* CPIII 40 foram executados de acordo com a NBR 5735 (ABNT, 1991). O método consiste em determinar os limites mínimos da finura, do tempo de início de pega, da expansibilidade a quentes e da resistência a compressão.

4.1.1.2 ENSAIOS QUÍMICOS DO CIMENTO PORTLAND

Os ensaios de caracterização química dos cimentos *Portland* CPIII 40 foram executados de acordo com a NBR 5735 (ABNT, 1991). O método consiste em determinar as porcentagens da perda ao fogo, resíduo insolúvel, trióxido de enxofre (SO₃), anidrido carbônico (CO₂) e material carbonático (CaCO₃).

4.1.2 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Os ensaios de caracterização dos agregados foram executados segundo a NBR 12654 (ABNT, 1992), que define as características estabelecidas para os materiais empregados na elaboração do concreto.

4.1.2.1 DETERMINAÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Os ensaios de granulometria foram executados de acordo com a NBR 7217 (ABNT, 1987). O método consiste em submeter a passagem de uma amostra através de uma série de peneiras padronizadas pela NBR 5734 (ABNT, 1972), determinando a massa retida em cada peneira.

4.1.2.2 DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS AGREGADOS MIÚDOS

Os ensaios de massa específica dos agregados miúdos foram feitos de acordo com a NBR 9776 (ABNT, 1987). O método consiste em medir o volume ocupado por certa massa de agregado seco com o auxílio do frasco de Chapman.

4.1.2.3 DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS AGREGADOS GRAÚDOS

Os ensaios de massa específica dos agregados graúdos foram feitos segundo a NBR 9937 (ABNT, 1987). Esse método consiste em medir o volume ocupado por certa massa de amostra com o auxílio da balança hidrostática, além de sua absorção.

4.1.2.4 DETERMINAÇÃO DA MASSA UNITÁRIA

Os ensaios de massa unitária dos agregados graúdos e miúdos foram feitos segundo a NBR 7251 (ABNT, 1982). O método consiste em determinar a massa de um material no estado solto num volume de um recipiente padronizado.

4.1.2.5 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE MATERIAIS PULVERULENTOS

O teor de materiais pulverulentos foi determinado de acordo com a NBR 7219 (ABNT, 1987). O método consiste em lavar certa quantidade de amostra na peneira 0,075 mm para a remoção do pó (filer) nela presente. O teor é determinado pela diferença entre as massas antes e após o ensaio.

4.1.2.6 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE IMPUREZA ORGÂNICA

O teor de impureza orgânica foi verificado segundo a NBR NM 49 (ABNT, 2001). O método de determinação colorimétrica de impurezas orgânicas do agregado miúdo não deve apresentar uma solução mais escura do que a solução padrão.

4.1.2.7 DETERMINAÇÃO DO TEOR DE ARGILA EM TORRÕES E MATERIAIS FRIÁVEIS

O teor de argilas em torrões e materiais friáveis foi determinado através da NBR 7218 (ABNT, 2010). O método consiste em identificar as partículas com aparência de torrões de argila e materiais friáveis de certa quantidade de amostra previamente preparada, desfazendo-as com o pressionar dos dedos. O teor de materiais friáveis e argilas em torrões é medido pela diferença de massa da amostra antes e depois do peneiramento para a remoção de resíduos produzidos com o esmagamento destas partículas.

4.2 MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA

Na moldagem dos corpos-de-prova cilíndricos usados nesse estudo foram confeccionados 120 corpos-de-prova de 100 mm de diâmetro e de 200 mm de altura, adensados manualmente em duas camadas, com 15 golpes de socamento em cada camada conforme a NBR 5738 (ABNT, 1994). Os corpos-de-prova de concretos foram confeccionados com brita 0 e 1, com fatores de água/cimento 0,45, 0,55, 0,60 e 0,65. O consumo de água foi determinado para uma consistência (abatimento) fixa de 90 mm. Os corpos-de-prova ficaram em câmara úmida, com umidade relativa do ar de 95%, com temperatura em torno de $23 \pm 2^\circ\text{C}$, conforme a NBR 9479 (ABNT, 1994).

4.3 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

A determinação da resistência à compressão dos concretos ao longo do tempo foi feita de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 1994). Os corpos-de-prova

foram submetidos ao ensaio de compressão simples na prensa hidráulica da marca registrada *Pavitest* da *Contenco*, que tem a capacidade de carga de 120.000 kgf, com subdivisões de 200 kgf, e que permite a transmissão de cargas sobre os corpos-de-prova colocados entre os pratos de compressão na direção vertical, paralelos ao eixo vertical da máquina. A prensa usada nos ensaios de compressão simples é mostrada na Figura 4.1.

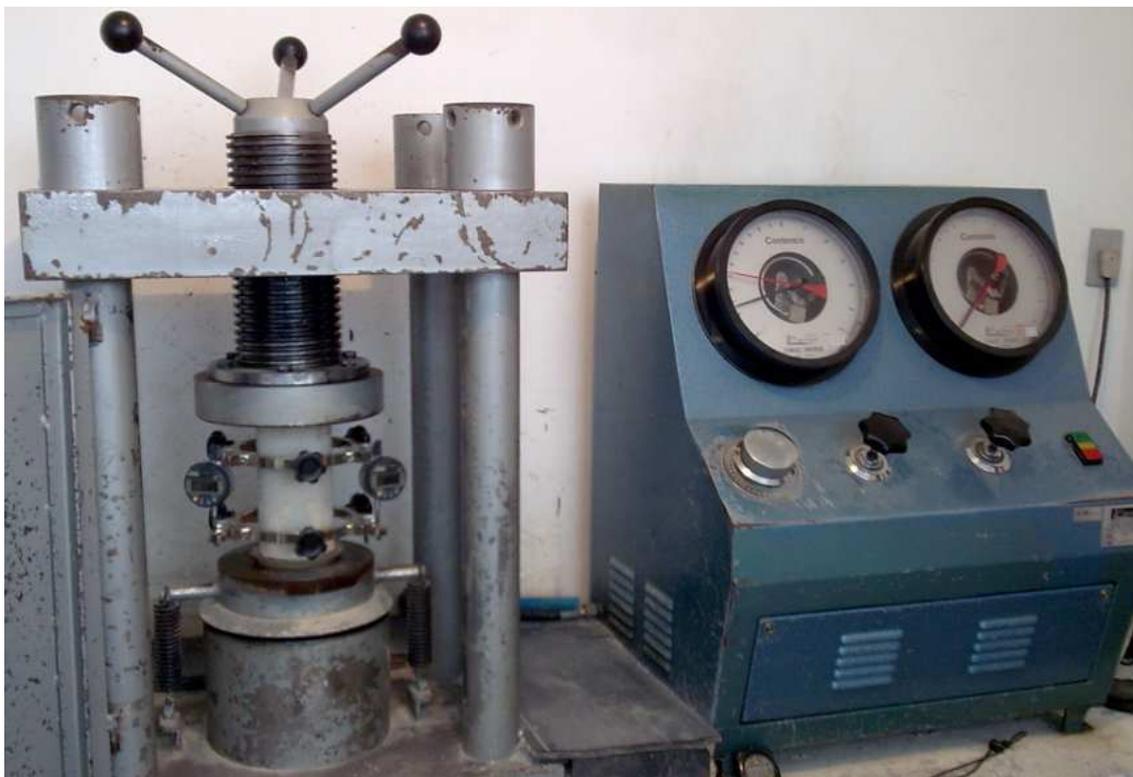


Figura 4.1 – Prensa hidráulica *Pavitest* da *Contenco* e medidor de deformações digital *Mitutoyo*.

De acordo com a NBR 5739 (ABNT, 1994), os resultados das resistências à compressão simples dos concretos são obtidos por meio de cargas aplicadas continuamente e sem choques, com o intervalo de velocidade definido. A carga de ensaio foi aplicada numa velocidade de 100 kgf/s.

4.4 DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

Os módulos estáticos de elasticidade e deformação e a curva tensão-deformação dos concretos foram determinados pela NBR 8522 (ABNT, 2003). O método define as tensões que devem ser aplicadas aos corpos-de-prova e o tempo em que o carregamento deve ser mantido, além da velocidade de sua aplicação. Com os resultados das tensões aplicadas aos corpos-de-prova e suas respectivas deformações sofridas durante o tempo de carregamento, é feito o diagrama tensão-deformação e determinado o módulo de elasticidade estático dos concretos.

As tensões foram aplicadas aos corpos-de-prova pela prensa hidráulica *Pavitest*, e as deformações medidas pelo relógio comparador digital “*absolute*” ID-C, com resolução de 0,001 mm, da marca *Mitutoyo*, mostrados na Figura 4.1.

Para a determinação de módulos estáticos de elasticidade e deformação e a curva tensão-deformação, devem seguir os seguintes passos:

- Efetua-se a ruptura de dois corpos-de-prova similares, de acordo com a NBR 5739 (ABNT, 1994), para determinar os níveis de carregamento a serem aplicados no ensaio, a partir do valor médio da resistência à compressão (f_c) obtida.

Com o plano de carregamento pronto, executa-se o ensaio de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2003) e descrito a seguir:

- colocar os corpos-de-prova em posição centrada nos pratos da máquina de ensaios (centragem visual).
- aplicar uma carga de até (no máximo) 20% da carga prevista de ruptura.
- verificar as deformações registradas pelos medidores. Caso a diferença entre as deformações lidas nesses medidores seja maior que 20% da maior das deformações lidas, descarregar o corpo-de-prova e proceder ao ajuste mais correto da centragem, girando o corpo-de-prova.
- aplicar novamente uma carga de no máximo 20% da carga prevista de ruptura e novamente verificar as deformações registradas pelos medidores.
- repetir esse procedimento de carregamento, ler as deformações, descarregar e girar o corpo-de-prova, até que a diferença entre as deformações lidas não seja maior do que 20% da maior deformação, quando terá sido concluída a compatibilização das bases de medida.

Para a determinação do módulo de elasticidade, segue os seguintes passos:

- posiciona-se o corpo-de-prova e aplica-se o carregamento e aumenta a deformação específica até que seja alcançada uma tensão de aproximadamente 30% da resistência à compressão do concreto (σ_b) e a tensão deve ser mantido por 60 s.
- reduzir a carga até o nível da tensão básica (σ_a) e realizar mais dois ciclos de pré-carga adicionais, obedecendo às mesmas velocidades de carga e descarga e mantendo as tensões extremas (σ_a e σ_b) constantes, alternadamente, durante períodos de 60 s cada. Depois do último ciclo de pré-carga e do período de 60 s sob a tensão σ_a , registrar as deformações específicas lidas, ε_a , tomadas em no máximo 30 s.
- Carregar novamente o corpo-de-prova com a tensão σ_b e registrar as deformações lidas, ε_b , tomadas em no máximo 30 s, após uma espera de 60 s.
- Quando todas as leituras de deformação tiverem sido efetuadas aumentar a carga no corpo-de-prova até que se produza a ruptura. Caso a resistência efetiva (f_{cef}) à compressão do corpo-de-prova diferir de f_c em mais de 20%, os resultados do corpo-de-prova devem ser descartados.

Enfim, os módulos de elasticidade tangente são calculados pela fórmula:

$$E_{ci} = \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \right) 10^{-3} = \left(\frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right) 10^{-3} \quad (4.1)$$

onde σ_b é a tensão maior, em MPa ($\sigma_b = 0,3.f_c$); σ_a é a tensão básica, em MPa ($\sigma_a = 0,5$ MPa); ε_b é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob tensão maior; ε_a é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob tensão básica.

Os módulos de elasticidade secante são calculados pela fórmula:

$$E_{cs} = \left(\frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \right) 10^{-3} = \left(\frac{\sigma_n - \sigma_a}{\varepsilon_n - \varepsilon_a} \right) 10^{-3} \quad (4.2)$$

onde: σ_n é a tensão maior, em MPa; σ_a é a tensão básica, em MPa ($\sigma_a = 0,5$ MPa); ε_n é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob tensão maior; ε_a é a deformação específica média dos corpos-de-prova ensaiados sob tensão básica.

4.5 ENSAIO DE FREQUÊNCIA RESSONANTE

Os ensaios de frequência ressonante no modo longitudinal foram executados baseados nas normas (ASTM C 215, 2008) e (BS 1881: Part 209:1990). Este método consiste em vibrar a amostra através de uma unidade motriz eletromecânica até atingir a sua amplitude máxima, quando a frequência de vibração se aproxima da frequência natural da amostra, sendo esse o valor da frequência ressonante.

Para a determinação da frequência natural de vibração das amostras de concreto, foi utilizado o aparelho *Erudite MKII Resonancy Frequency Test System*, da *C.N.S. Electronics*, pertencente ao laboratório de Ensaios Especiais do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da Escola de Engenharia da UFMG, e mostrado na Figura 4.2. As medições de frequência ressonante e constante de qualidade foram realizadas em corpos-de-prova curados em intervalos de tempo de 3, 7, e 28 dias, para os fatores de água/cimento 0,45, 0,55, 0,60 e 0,65, para concretos confeccionados com britas 0 e 1.

Na identificação da provável frequência de ressonância, a Figura 3.18 mostrada anteriormente fornece um meio fácil de estimar a faixa de frequência onde a frequência de ressonância deve ser encontrada, em função do comprimento da amostra e do tipo de material.



Figura 4.2 - Equipamento para determinar a frequência ressonante - Erudite MKII (Laboratório de Materiais - UFMG).

a) Aferição do equipamento que determina a frequência ressonante

Este procedimento tem como objetivo realizar testes de aferição das medidas do aparelho usado na determinação da frequência ressonante dos concretos. Para isso, utilizou-se barras de aço e de ligas de alumínio, compostos de materiais homogêneos e isotrópicos, de diferentes tamanhos, diâmetros e formas. É analisada a influência dessas variáveis nos valores obtidos nos ensaios de frequência ressonância medidos pelo equipamento.

5 RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados das medições diretas e indiretas obtidas dos ensaios de compressão simples e frequência ressonante ao longo do tempo, e os valores das propriedades mecânicas estimados pelas equações empíricas das normas técnicas confrontados com os resultados das medições diretas e indiretas.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

As propriedades dos materiais usados na confecção dos concretos de cimento *Portland* têm grande influência no processo das dosagens dos concretos. A caracterização dos materiais é apresentada a seguir.

5.1.1 CIMENTO

Os resultados dos ensaios físicos, químicos e mecânicos do cimento CPIII 40 RS foram realizados no laboratório de controle de qualidade da Lafarge Cimentos, na fábrica de Santa Luzia, e estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Resultados dos ensaios físicos, químicos e mecânicos CPIII 40 RS.

	Resistência à Compressão				Pega Início min	Finura (%)		Área Esp. Blaine (m ² /kg)	H ₂ O	Resíduo insolúvel (%)	Perda ao fogo (%)	Óxidos SO ₃ (%)
	1 dia (MPa)	3 dias (MPa)	7 dias (MPa)	28 dias (MPa)		# 44	# 74					
Média	11,9	23,9	35,3	49,8	192	1,76	0,32	469	32,8	0,73	4,03	2,60
Desvio-padrão	1,20	1,91	2,03	2,74	12	1,05	0,19	16	0,80	0,10	0,33	0,21

Fonte: Lafarge Cimentos – Fábrica de Santa Luzia.

Os resultados dos ensaios contidos na tabela atendem às especificações exigidas pela NBR 5735 (ABNT, 1991), e mostrado nas Tabelas 3.1, 3.2 e 3.3. Os valores da resistência à compressão do cimento de alto forno apresentam valores bem superiores aos exigidos pela norma vigente, nas suas diferentes idades, confirmando a sua característica de alta resistência inicial. Essa alta resistência inicial do cimento *Portland* se deve parcialmente à alta superfície específica *Blaine*, que é de 469 m²/kg, em vez de aproximadamente 300 m²/kg nos demais tipos de cimentos. A evolução da resistência do cimento de alto forno ao longo dos dias está no Gráfico 5.1.

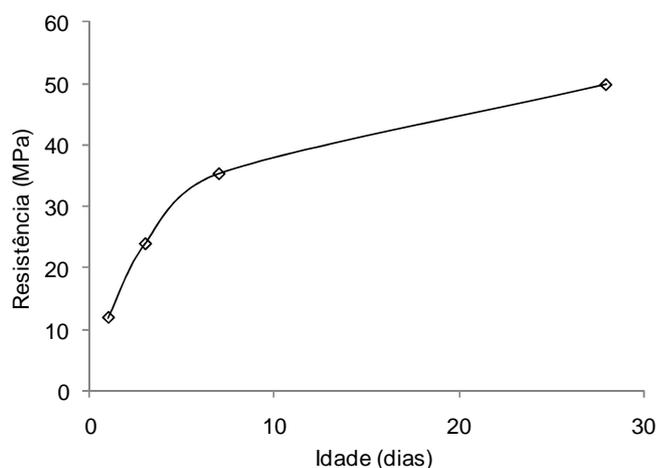


Gráfico 5.1 – Resistência à compressão do cimento CPIII 40 RS.

5.1.2 AGREGADOS MIÚDOS

Os agregados miúdos usados nos experimentos são naturais e artificiais, cujos grãos passam pela peneira 4,8 mm e ficam retidos na peneira 0,075 mm. Abaixo, a caracterização dos agregados miúdos.

5.1.2.1 AREIA NATURAL

A areia natural quartzosa usada na confecção dos corpos-de-prova, foi classificada como areia média, de acordo com a NBR 7211 (ABNT, 1983), e foi fornecida pelo Ricardo Amaral Fonseca. A Tabela 5.2 apresenta a composição granulométrica da areia normal.

Tabela 5.2 – Composição granulométrica da areia natural.

Abertura das peneiras (mm)	Granulometria		
	Areia natural quartzosa		
	Média (g)	% retidas	
		Simples	Acum.
9,5	0	0,0	0,0
4,8	2	0,4	0,4
2,4	12	2,4	2,8
1,2	89	17,8	20,6
0,6	178	35,6	56,2
0,3	147	29,4	85,6
0,15	65	13,0	98,6
Fundo	7	1,4	100,0
TOTAIS	500	100,0	100,0

Analisando o Gráfico 5.2, os resultados da curva granulométrica satisfazem a NBR 7211 (ABNT, 1983), encontrando dentro dos limites estabelecidos da zona de areia média.

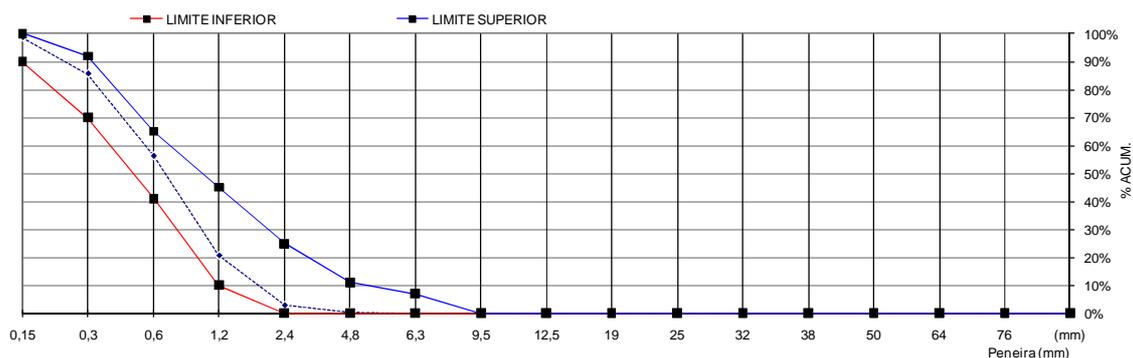


Gráfico 5.2 – Curva granulométrica da areia natural.

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do agregado miúdo encontram-se na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Caracterização da areia natural.

Método	Ensaio		Resultado
NBR 7217	Módulo de finura		2,64
NBR 7217	Dimensão máxima	(mm)	2,40
NBR 9776	Massa específica real	kg/dm ³	2,62
NBR 7251	Massa unitária	kg/dm ³	1,17
NBR 7220	Impureza orgânica	PPM	< 300
NBR 7218	Teor de argila	(%)	0,10
NBR 7219	Teor de material pulverulento	(%)	2,80

5.1.2.2 AREIA ARTIFICIAL

A areia artificial, resultado do britamento das rochas estáveis é de procedência da empresa *Ical* e foi classificada como areia média, de acordo com a NBR 7211 (ABNT, 1983). Na Tabela 5.4, a composição granulométrica da areia artificial.

Tabela 5.4 – Composição granulométrica da areia artificial.

Abertura das peneiras (mm)	Granulometria		
	Areia artificial de calcário		
	Média	% retidas	
(g)	Simples	Acum.	
9,5	0	0,0	0,0
4,8	0	0,0	0,0
2,4	48	9,6	9,6
1,2	131	26,2	35,8
0,6	85	17,0	52,8
0,3	33	6,6	59,4
0,15	23	4,6	64,0
Fundo	180	36,0	100,0
Totais	500	100,0	100,0

A curva granulométrica da areia artificial encontra-se no Gráfico 5.3.

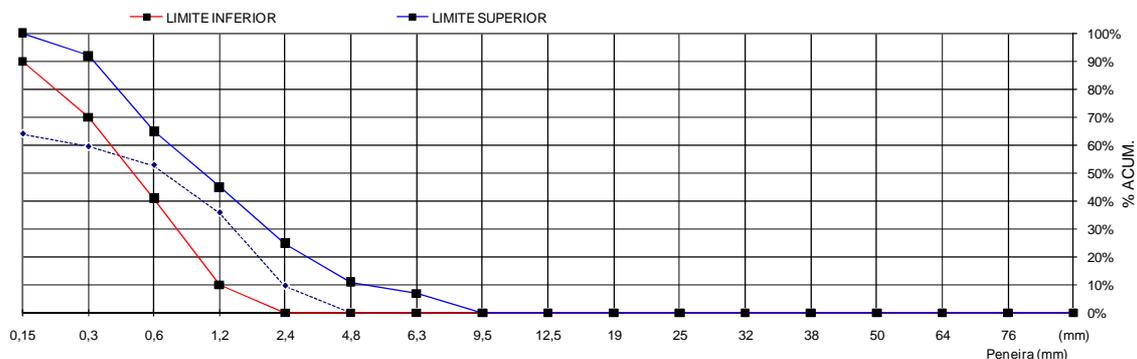


Gráfico 5.3 – Curva granulométrica da areia artificial.

Como mostra o Gráfico 5.3, a curva granulométrica da areia artificial encontra-se boa parte dentro dos limites de utilização da areia média, porém nos pontos das peneiras 0,3 e 0,15 mm a curva saiu dos limites ótimos. Observa-se também que 36% do material ensaiado passaram na peneira 0,15 mm, contrariando a NBR 7217 (ABNT, 1987), que permite no máximo 20% para agregado miúdo resultante de britamento (artificial). Neste caso, o material se caracteriza, devido a sua granulométrica, por filler calcário, um material inorgânico que aumenta a trabalhabilidade e diminui a capilaridade e a impermeabilidade do concreto.

A substituição parcial da areia natural pela areia artificial tem como objetivo corrigir a curva granulométrica do agregado miúdo, melhorando a aderência entre os agregados e a pasta de cimento, além de contribuir para a elevação da resistência mecânica.

Os ensaios de caracterização da areia artificial e os seus respectivos resultados encontram-se na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Caracterização da areia artificial.

Método	Ensaio	Resultado
NBR 7217	Módulo de finura	2,22
NBR 7217	Dimensão máxima (mm)	4,80
NBR 9776	Massa específica real kg/dm ³	2,72
NBR 7251	Massa unitária kg/dm ³	1,41
NBR 7220	Impureza orgânica PPM	< 300
NBR 7219	Teor de material pulverulento (%)	30,20

5.1.3 AGREGADOS GRAÚDOS

As britas usadas nos experimentos são provenientes de rochas estáveis, cujos grãos passam pela peneira 152 mm e ficam retidos na peneira 4,8 mm. Os resultados da caracterização dos agregados graúdos estão abaixo.

5.1.3.1 BRITA 0

A brita 0 usada na confecção dos corpos-de-prova foi fornecida pela empresa *Ical*. A Tabela 5.6 mostra os valores da sua composição granulométrica.

Tabela 5.6 – Composição granulométrica da brita 0.

Abertura das peneiras (mm)	Granulometria		
	Brita 0 gnaise		
	Média (g)	% retidas	
		Simplex	Acum.
19,0	0	0,0	0,0
12,5	4	0,1	0,1
9,5	685	23,2	23,4
6,3	1458	49,5	72,9
4,8	583	19,8	92,6
2,4	202	6,9	99,5
1,2	3	0,1	99,6
0,6	0	0,0	99,6
0,3	0	0,0	99,6
0,15	0	0,0	99,6
Fundo	12	0,4	100,0
Totais	2947	100,0	100,0

O Gráfico 5.4 apresenta a curva granulométrica da brita 0.

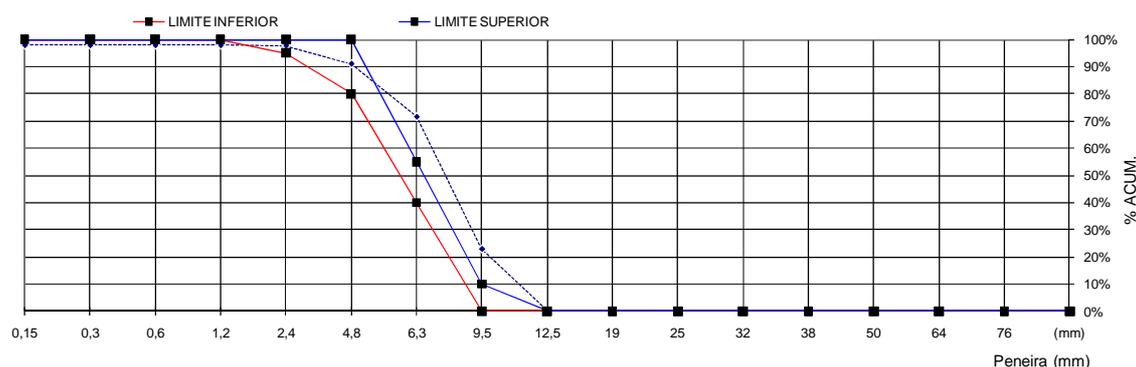


Gráfico 5.4 – Curva granulométrica da brita 0.

A curva granulométrica da brita 0 mostrada no Gráfico 5.4, encontra-se boa parte dentro dos limites de utilização normalizados. Porém nos pontos das peneiras 6,3 e 9,5 mm a curva saiu dos limites ótimos estabelecidos na NBR 7211 (ABNT, 1983) para a brita 0. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização da brita 0 encontram-se na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Caracterização da brita 0.

Método	Ensaio	Resultado
NBR 7217	Módulo de finura	6,03
NBR 7217	Dimensão máxima (mm)	12,50
NBR 9937	Massa específica sat. sup. seca	kg/dm ³ 2,70
NBR 9937	Massa específica seca	kg/dm ³ 2,69
NBR 9937	Absorção (%)	0,50
NBR 7251	Massa unitária	kg/dm ³ 1,38
NBR 7219	Teor de material pulverulento (%)	0,50

5.1.3.2 BRITA 1

A brita 1 usada na confecção dos corpos-de-prova foi fornecida pela empresa *Ical*. A Tabela 5.8 resume a sua composição granulométrica.

Tabela 5.8 – Composição granulométrica da brita 1.

Abertura das peneiras (mm)	Granulometria		
	Brita 1 gnaisse		
	Média (g)	% retidas	
		Simplex	Acum.
19,0	0	0,0	0,0
12,5	497	9,9	9,9
9,5	3850	77,0	86,9
6,3	611	12,2	99,2
4,8	30	0,6	99,8
2,4	0	0,0	99,8
1,2	0	0,0	99,8
0,6	0	0,0	99,8
0,3	0	0,0	99,8
0,15	0	0,0	99,8
Fundo	12	0,2	100,0
Totais	5000	100,0	100,0

A curva granulométrica da brita 1 encontra-se no Gráfico 5.5.

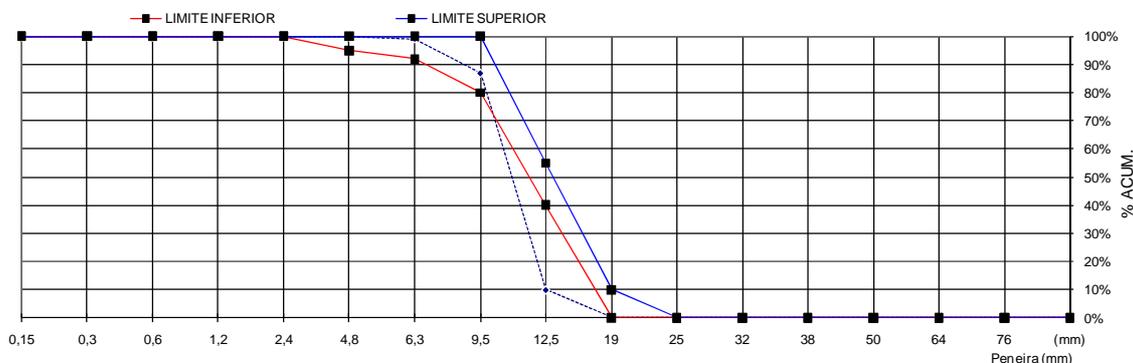


Gráfico 5.5 – Curva granulométrica da brita 1.

A curva granulométrica da brita 1 mostrada no Gráfico 5.5, encontra-se boa parte dentro dos limites de utilização normalizados. Porém no ponto da peneira 12,5 mm a curva saiu dos limites ótimos estabelecidos na NBR 7211 (ABNT, 1983) para a brita 1. Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização da brita 1 encontram-se na Tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Caracterização da brita 1.

Método	Ensaio		Resultado
NBR 7217	Módulo de finura		6,86
NBR 7217	Dimensão máxima	(mm)	19,00
NBR 9937	Massa específica sat. sup. seca	kg/dm ³	2,70
NBR 9937	Massa específica seca	kg/dm ³	2,69
NBR 9937	Absorção	(%)	0,40
NBR 7251	Massa unitária	kg/dm ³	1,40
NBR 7219	Teor de material pulverulento	(%)	0,60

5.2 RESULTADO DO ESTUDO DE DOSAGENS

As dosagens dos traços de concreto desse estudo foram feitas em função da equação da curva de ensaios do laboratório de pesquisas, obtida através da execução de vários traços de concretos, elaborados com o mesmo tipo de cimento e com fator água/cimento diferenciados. Nesta equação, os valores da resistência média à compressão dos concretos aos 28 dias estão correlacionados com os seus respectivos fatores de água/cimento. Com a equação do laboratório, define-se a resistência média do concreto aos 28 dias (f_{c28}) em função do fator água/cimento proposto neste estudo: 0,45, 0,55, 0,60 e 0,65. Os valores da resistência média encontrados estão relacionados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 – f_{c28} e f_{ck} em função do a/c do traço do concreto em estudo.

a/c	f_{c28}	Desvio-padrão	$t\alpha/2$	Confiabilidade	f_{ck}
Estudo	(MPa)	(MPa)	t-Student	(%)	(MPa)
0,65	26,96	3	1,65	95	22,01
0,60	30,22	3	1,65	95	25,27
0,55	33,88	3	1,65	95	28,93
0,45	42,56	3	1,65	95	37,61

O resultado do estudo das dosagens dos concretos proposto para este trabalho, considerando a metodologia de cálculo e a caracterização dos materiais descritos anteriormente, estão nas Tabelas 5.11 e 5.12.

Tabela 5.11 – Dosagem experimental do concreto.

Traços	A/C 0,45 B0	A/C 0,45 B1	A/C 0,55 B0	A/C 0,55 B1	A/C 0,60 B0	A/C 0,60 B1	A/C 0,65 B0	A/C 0,65 B1
A/C	0,45	0,45	0,55	0,55	0,60	0,60	0,65	0,65
Argamassa (%)	56,4	53,8	57,0	54,4	56,5	53,9	57,1	54,5
B/A	1,3	1,4	1,1	1,3	1,1	1,2	1,1	1,1
Ar incorporado (%)	2	2	2	2	2	2	2	2
Slump (mm)	90	90	90	90	90	90	90	90
Cimento CPM III RS (kg/m ³)	508	482	416	394	378	348	351	323
Areia Quartzosa (kg/m ³)	665	654	757	742	745	659	715	600
Areia artificial (kg/m ³)	-	-	-	-	40	130	106	224
Brita 0 Gnaisse (kg/m ³)	880	-	868	-	881	-	867	-
Brita 1 Gnaisse (kg/m ³)	-	948	-	935	-	956	-	942
Água (kg/m ³)	229	217	229	217	227	209	228	210
F _{ck} (MPa)	37,6	37,6	28,9	28,9	25,3	25,3	22,0	22,0

Tabela 5.12 – Dosagem experimental do concreto (%).

Traço	Material	%
A/C 0,45 B0	Cimento	22,3
	Areia	29,1
	Brita 0	38,6
	Água	10,0
A/C 0,45 B1	Cimento	20,9
	Areia	28,4
	Brita 1	41,2
	Água	9,4
A/C 0,55 B0	Cimento	18,3
	Areia	33,3
	Brita 0	38,2
	Água	10,1
A/C 0,55 B1	Cimento	17,2
	Areia	32,4
	Brita 1	40,9
	Água	9,5
A/C 0,60 B0	Cimento	16,6
	Areia	32,8
	Areia artificial	1,8
	Brita 0	38,8
	Água	10,0
A/C 0,60 B1	Cimento	15,1
	Areia	28,6
	Areia artificial	5,6
	Brita 1	41,5
	Água	9,1
A/C 0,65 B0	Cimento	15,5
	Areia	31,5
	Areia artificial	4,7
	Brita 0	38,2
	Água	10,1
A/C 0,65 B1	Cimento	14,0
	Areia	26,1
	Areia artificial	9,7
	Brita 1	41,0
	Água	9,1

Para o aumento do diâmetro máximo dos agregados para cada fator água/cimento, de 12,5 mm (concretos com brita 0) para 19 mm (concretos de brita 1), o consumo de água diminui, como mostra o Gráfico 5.6. Para o mesmo teor de cimento e mesma consistência, os concretos contendo partículas de agregados maiores requerem menos água de amassamento do que aqueles que contêm agregados menores.

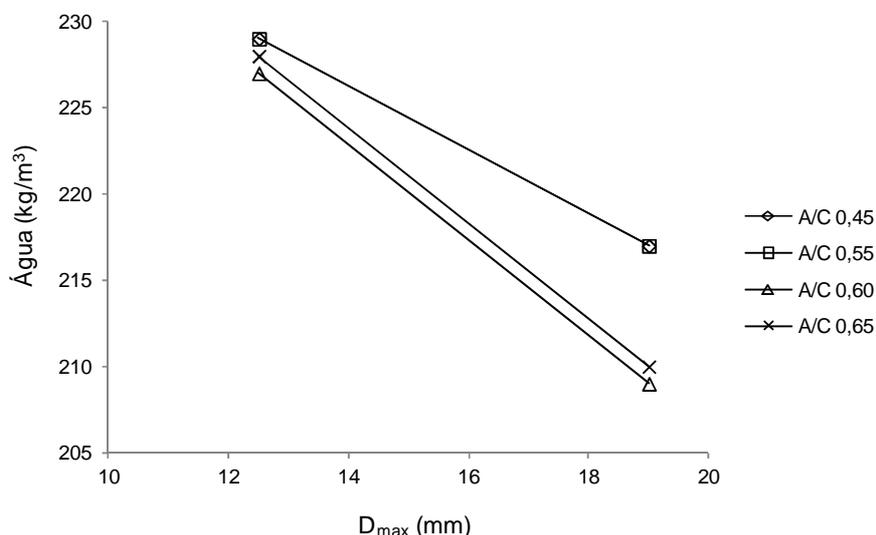


Gráfico 5.6 – Relação entre o consumo de água e o diâmetro máximo.

O consumo de cimento teve uma leve queda com o aumento do diâmetro máximo dos agregados, para os concretos confeccionados com brita 0 em relação aos confeccionados com brita 1, para cada fator água/cimento, como mostra o Gráfico 5.7.

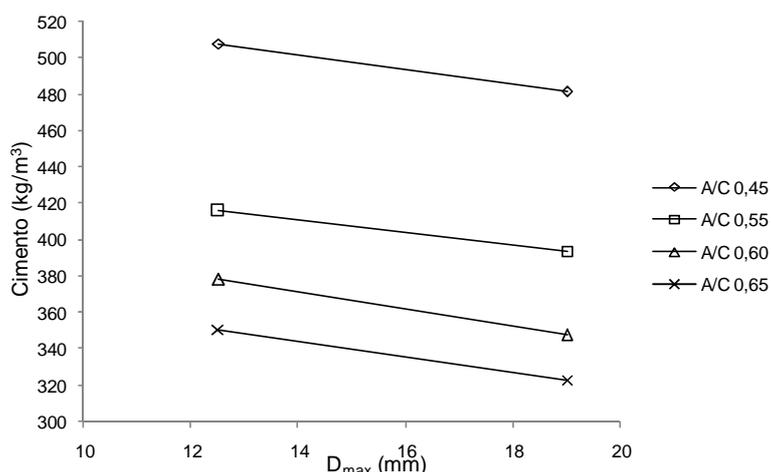


Gráfico 5.7 – Relação entre o consumo de cimento e o diâmetro máximo.

Para a argamassa definida nos traços de concretos, houve uma queda no seu percentual quando se aumenta o diâmetro máximo dos agregados, para cada fator de água/cimento, dos concretos feitos com brita 0 em relação aos de feitos com brita 1, como ilustra o Gráfico 5.8.

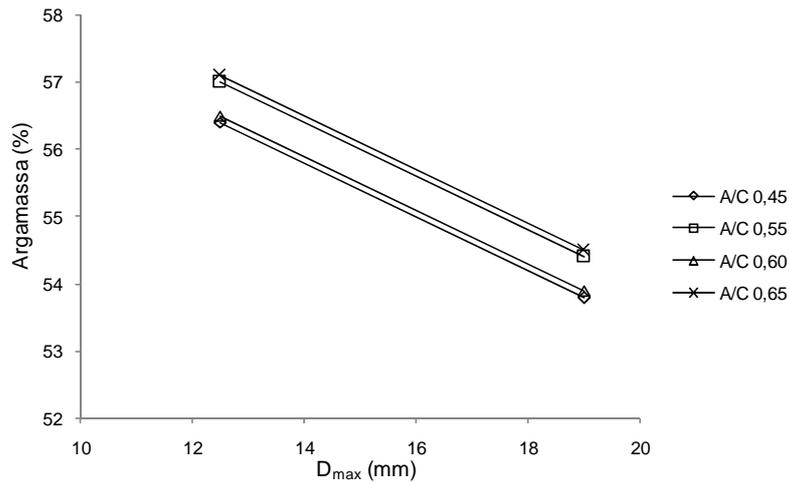


Gráfico 5.8 – Relação entre o consumo de argamassa e o diâmetro máximo.

As massas específicas das britas 0 e 1 são praticamente idênticas. O mesmo acontece com as suas massas unitárias. Mesmo assim, com o aumento do diâmetro máximo dos concretos, para cada fator água/cimento, o percentual de agregados graúdos presente no concreto fabricado com brita 0 é menor do que o percentual de agregados graúdos presente no concreto fabricado com brita 1, como mostra o Gráfico 5.9.

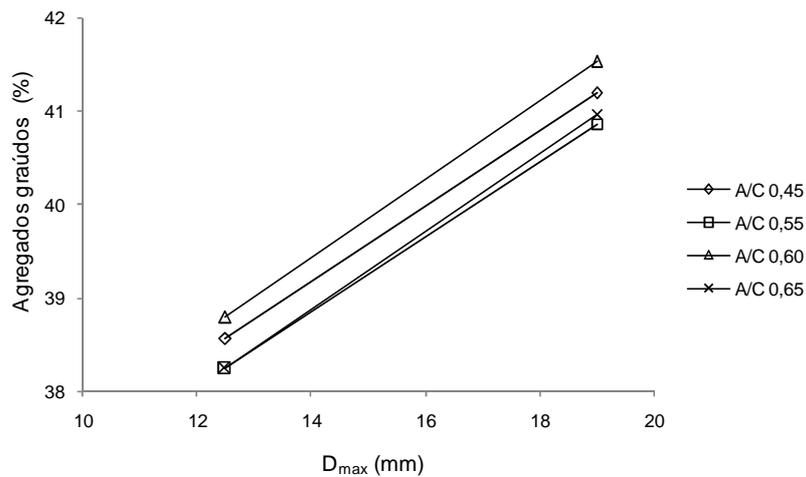


Gráfico 5.9 – Relação entre o consumo de agregados graúdos e o diâmetro máximo.

Os concretos com diâmetros máximos maiores têm uma leve tendência de queda nos percentuais de agregados miúdos consumidos, como mostra o Gráfico 5.10.

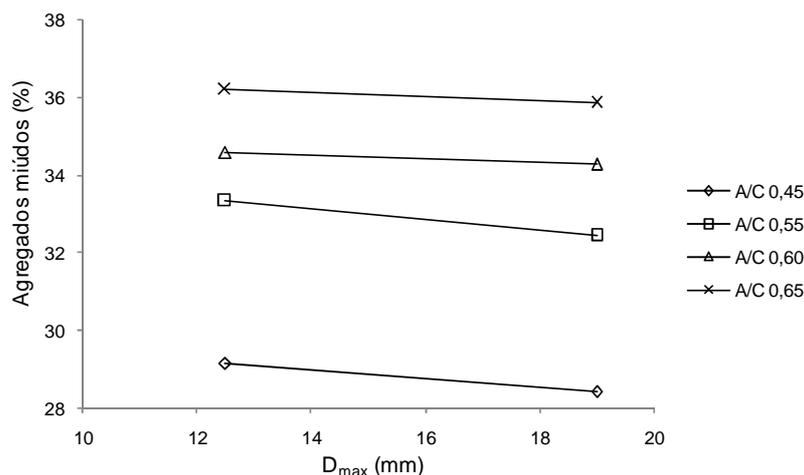


Gráfico 5.10 – Relação entre o consumo de agregados miúdos e o diâmetro máximo.

O Gráfico 5.11 apresenta que o aumento do consumo de cimento leva ao aumento do consumo de água, ambos com a diminuição do diâmetro máximo do agregado graúdo.

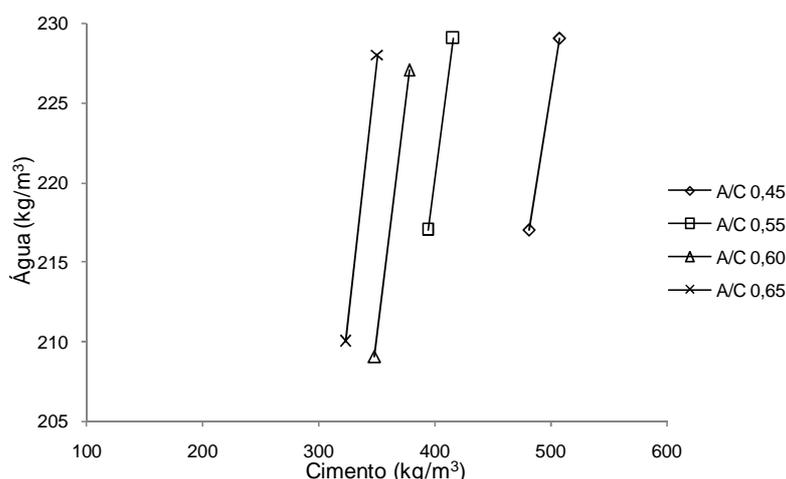


Gráfico 5.11 – Relação entre o consumo de água e o consumo de cimento.

O gráfico mostra que a variação no consumo de água nos concretos de fatores água/cimento 0,60 e 0,65 foi maior do que nos concretos de fatores água/cimento 0,45 e 0,55 para suas respectivas variações de consumo de cimento.

Quanto às dimensões do agregado, os agregados miúdos exercem influência preponderante sob a plasticidade do concreto, por possuírem elevada área específica. Assim, qualquer alteração do seu teor na mistura provocará alterações significativas no consumo de água e de cimento. Como o cimento é o material de custo mais elevado na mistura, qualquer alteração no consumo de areia incide diretamente no custo do concreto.

Agregados com maiores dimensões máximas características requerem menores teores de areia para determinada plasticidade e, portanto, menor consumo de água e cimento. A diminuição da área específica do agregado graúdo requer menos pasta para cobrir os seus grãos e mantém a sua capacidade lubrificante entre as partículas de agregado graúdo.

5.3 RELAÇÃO ENTRE O MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO E DINÂMICO

Este capítulo é um dos mais importantes deste trabalho, pois nele é explorado a correlação entre os resultados obtidos pelos ensaios de módulos estáticos de elasticidade e deformação à compressão e o módulo de elasticidade dinâmico. Os parâmetros envolvidos nos ensaios são a resistência à compressão equivalente a 30% da carga prevista de ruptura para o módulo de elasticidade tangente, e 40% da carga prevista de ruptura para o módulo de elasticidade secante, além da frequência ressonante, medidos em 3 amostras para cada fator água/cimento 0,45, 0,55, 0,60, 0,65 dos concretos confeccionados com brita 0 e brita 1, aos 3, 7 e 28 dias.

A Tabela 5.13 apresenta os resultados médios dos ensaios do módulo de elasticidade tangente e de módulo de elasticidade dinâmico, além da diferença percentual entre eles.

Tabela 5.13 – Resultados médios dos ensaios do módulo de elasticidade tangente e o módulo de elasticidade dinâmico, com suas diferenças.

	E_t		Diferença		E_d		Diferença		E_t		Diferença	
	(GPa)	(GPa)	(GPa)	(%)	(GPa)	(GPa)	(GPa)	(%)	(GPa)	(GPa)	(GPa)	(%)
	3 dias				7 dias				28 dias			
A/C 0,65 B0	14,85	20,75	5,90	39,75	18,71	24,67	5,95	31,82	23,23	29,05	5,82	25,08
A/C 0,60 B0	16,14	21,86	5,72	35,45	20,31	26,25	5,94	29,27	25,14	31,05	5,91	23,50
A/C 0,55 B0	17,40	23,25	5,85	33,61	22,02	27,87	5,85	26,55	27,23	33,14	5,92	21,73
A/C 0,45 B0	20,31	26,15	5,85	28,80	25,49	31,40	5,92	23,22	31,41	37,27	5,86	18,66
A/C 0,65 B1	15,54	23,05	7,51	48,33	19,43	26,96	7,53	38,73	23,95	31,47	7,52	31,40
A/C 0,60 B1	16,82	24,25	7,44	44,22	21,04	28,56	7,53	35,78	25,83	33,35	7,53	29,15
A/C 0,55 B1	18,14	25,56	7,42	40,93	22,61	30,16	7,55	33,37	27,82	35,36	7,54	27,10
A/C 0,45 B1	21,00	28,46	7,46	35,53	26,10	33,67	7,57	29,01	32,03	39,55	7,53	23,50

A Tabela 5.14 apresenta os resultados médios dos ensaios do módulo de elasticidade secante e de módulo de elasticidade dinâmico, e a diferença percentual entre eles.

Tabela 5.14 – Resultados médios dos ensaios do módulo de elasticidade secante e o módulo de elasticidade dinâmico, com suas diferenças.

	E_s		Diferença		E_d		Diferença		E_s		Diferença	
	(GPa)	(GPa)	(GPa)	(%)	(GPa)	(GPa)	(GPa)	(%)	(GPa)	(GPa)	(GPa)	(%)
	3 dias				7 dias				28 dias			
A/C 0,65 B0	14,33	20,75	6,42	44,79	18,03	24,67	6,64	36,84	22,69	29,05	6,36	28,06
A/C 0,60 B0	15,83	21,86	6,03	38,13	19,74	26,25	6,51	32,98	24,50	31,05	6,55	26,72
A/C 0,55 B0	17,21	23,25	6,05	35,14	21,30	27,87	6,57	30,87	26,55	33,14	6,59	24,82
A/C 0,45 B0	20,11	26,15	6,04	30,06	24,81	31,40	6,59	26,58	30,69	37,27	6,57	21,42
A/C 0,65 B1	15,04	23,05	8,01	53,26	19,10	26,96	7,86	41,15	23,66	31,47	7,80	32,97
A/C 0,60 B1	16,29	24,25	7,96	48,85	20,73	28,56	7,84	37,81	25,53	33,35	7,82	30,63
A/C 0,55 B1	17,72	25,56	7,84	44,27	22,34	30,16	7,82	34,98	27,52	35,36	7,84	28,47
A/C 0,45 B1	20,49	28,46	7,96	38,86	25,81	33,67	7,86	30,44	31,71	39,55	7,84	24,72

Da análise das tabelas anteriores pode-se verificar que quanto maior as idades dos concretos, menor será a diferença percentual entre os módulos de elasticidades dinâmicos e estáticos, e quanto maior o fator água/cimento, maior será a diferença entre eles. Os concretos confeccionados com brita 0 apresentam uma menor diferença entre os seus módulos em relação aos concretos confeccionados com brita 1, e os módulos de elasticidade dinâmicos aproximam mais dos módulos tangente dos que dos módulos secantes.

Verifica-se que a diferença entre os módulos dinâmicos e tangentes dos concretos aos 3, 7 e 28 dias, apresentados na Tabela 5.13, mantém em torno de 5 GPa para os concretos confeccionados com brita 0, e 7 GPa para os concretos confeccionados com brita 1.

Constata-se também que a diferença entre os módulos dinâmicos e secantes dos concretos aos 3, 7 e 28 dias, apresentados na Tabela 5.14, mantém em torno de 6 GPa para os concretos confeccionados com brita 0, e de 7 a 8 GPa para os concretos confeccionados com brita 1.

O Gráfico 5.12 apresenta a relação entre os módulos de elasticidade dinâmicos e os módulos de elasticidade tangentes para os concretos confeccionados com brita 0 e 1, aos 3, 7 e 28 dias.

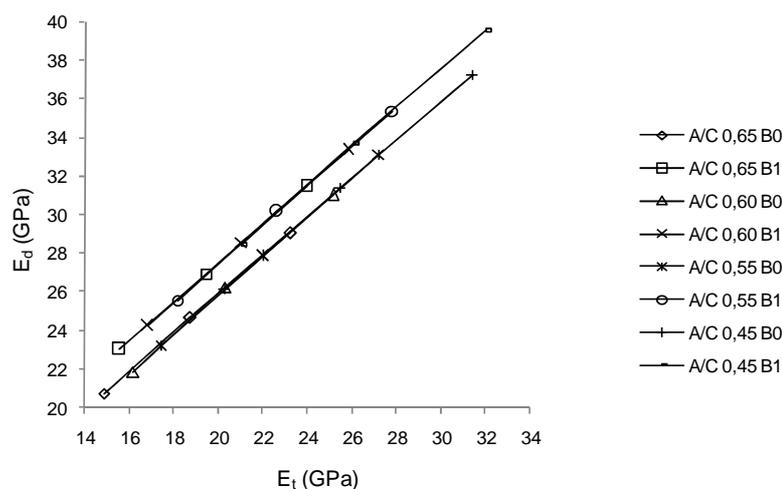


Gráfico 5.12 – Relação entre os valores dos módulos de elasticidade dinâmico e tangente.

Como mostra o gráfico, os módulos de elasticidade dinâmicos e tangentes possuem uma relação direta entre eles, definindo retas distintas para os concretos confeccionados com britas 0 e 1.

O Gráfico 5.13 mostra a relação entre os módulos dinâmicos e estáticos ao longo do tempo.

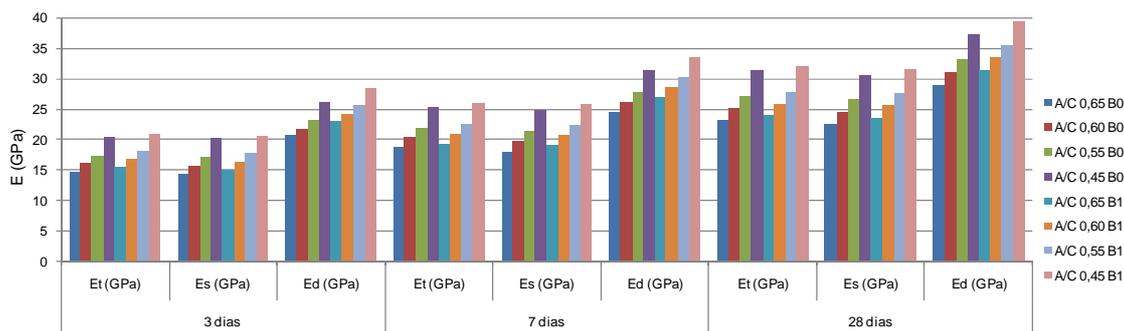


Gráfico 5.13 – Relação entre os valores dos módulos de elasticidade estáticos e dinâmicos em função da idade.

Como mostra o gráfico, quanto maior as idades dos concretos, maiores são os seus módulos de elasticidade dinâmicos e estáticos, e menores são as diferenças percentuais entre os módulos de elasticidades dinâmicos e estáticos.

Os Gráficos 5.14 e 5.15 apresentam a relação entre os módulos dinâmicos e estáticos e os fatores água/cimento e britas usadas na confecção dos concretos.

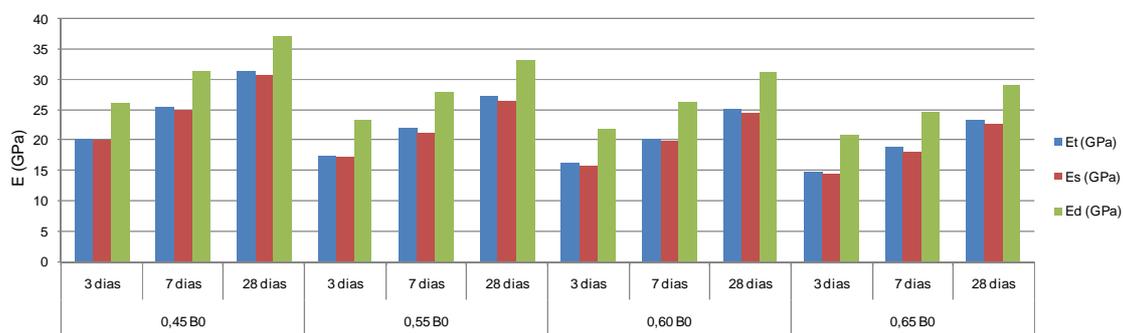


Gráfico 5.14 – Relação entre os valores dos módulos dinâmicos e estáticos em função do fator água/cimento e brita 0 usada na confecção dos concretos.

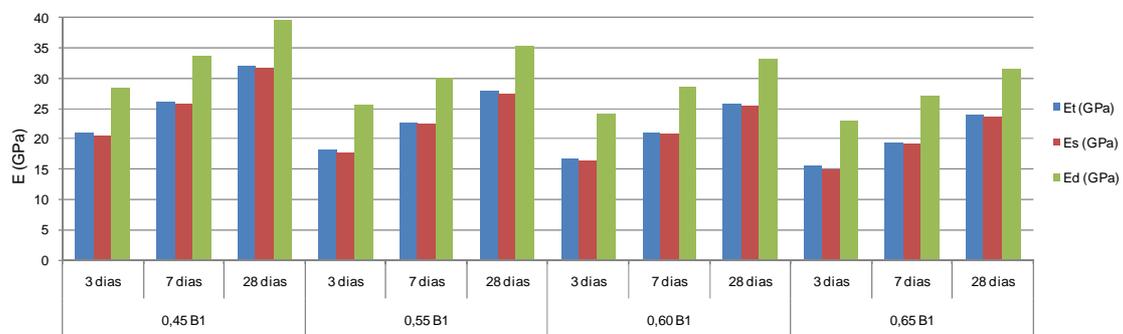


Gráfico 5.15 – Relação entre os valores dos módulos dinâmicos e estáticos em função do fator água/cimento e brita 1 usada na confecção dos concretos.

Os gráficos apontam que com o aumento do fator água/cimento, os módulos de elasticidade estáticos e dinâmicos diminuem, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto os confeccionados com brita 1. Os concretos fabricados com brita 0 apresentam menores valores de módulos estáticos e dinâmicos em relação aos concretos fabricados com brita 1.

O Gráfico 5.16 apresenta a regressão linear entre os módulos de elasticidade dinâmicos e tangentes dos concretos fabricados com brita 0 e 1.

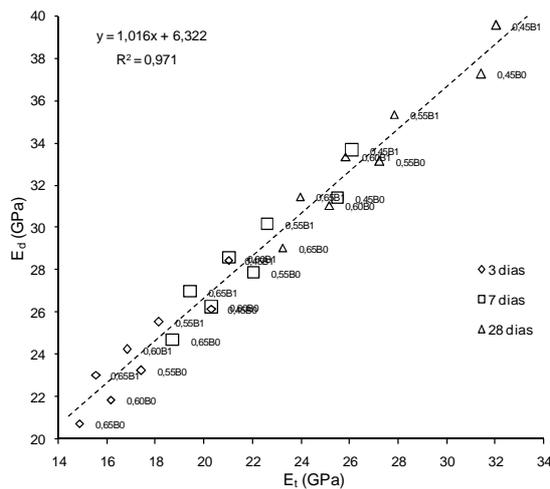


Gráfico 5.16 – Regressão linear da relação entre os valores dos módulos de elasticidade dinâmico e tangente para concretos produzidos com brita 0 e 1.

O gráfico apresenta a relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e o módulo de elasticidade tangente, e a qualidade da regressão linear entre eles é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e o seu valor é 0,971, envolvendo os concretos produzidos com brita 0 e 1, aos 3, 7 e 28 dias.

A aplicação da frequência ressonante para estimar o módulo de elasticidade, como ensaio não destrutivo, exige muitos estudos que levem em consideração os diversos fatores que afetam o módulo de elasticidade envolvendo os agregados, cimentos, aditivos, fator água/cimento, cura etc, correlacionando os módulos dinâmicos e estáticos em função de todas essas variáveis. Os valores dos coeficientes de determinação indicam que o método de ensaio usando a frequência ressonante possui uma grande potencialidade de ser empregado na avaliação indireta das propriedades dos concretos.

As diferenças entre os módulos de elasticidade estáticos e os módulos de elasticidade dinâmicos dos concretos deste estudo, mostradas na Tabela 5.12 e 5.13, variam em torno de 20 a 30% aos 28 dias. Os resultados indicam que a diferença entre os módulos aumentam com a diminuição da resistência e com o aumento do fator água/cimento. Segundo Mehta e Monteiro (2008), o módulo de elasticidade dinâmico é maior em 20, 30 ou 40% do módulo de elasticidade estático para concretos de alta, média e baixa resistência, devido a deformação instantânea no concreto durante o ensaio dinâmico ser muito pequena, não induzindo nenhuma microfissura, nem ocorrendo fluência, ao contrário do ensaio estático, que mede as deformações resultantes do carregamento.

Os Gráficos 5.17 e 5.18 apresentam a relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e o módulo de elasticidade estático com a idade.

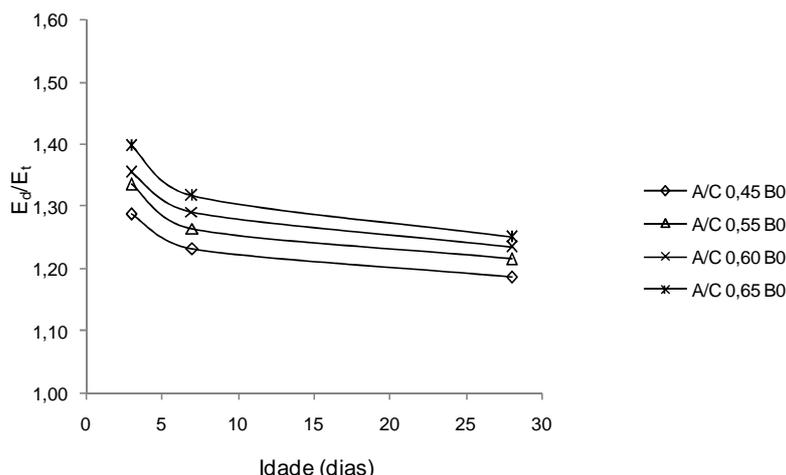


Gráfico 5.17 – Relação do módulo de elasticidade dinâmico e o módulo de elasticidade tangente dos concretos produzidos com brita 0, em função do tempo.

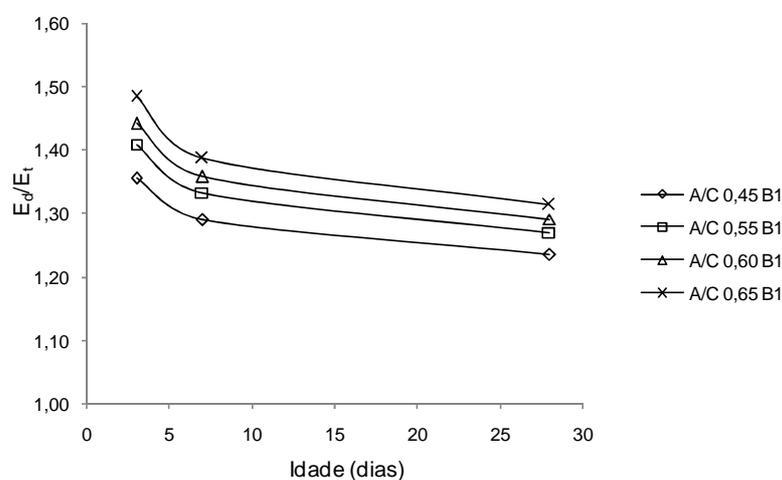


Gráfico 5.18 – Relação do módulo de elasticidade dinâmico e o módulo de elasticidade tangente dos concretos produzidos com brita 1, em função do tempo.

Como mostram os gráficos, a relação entre os módulos dinâmico e tangente é menor para os de concretos de menor fator água/cimento, e ambas as relações vão diminuindo com o aumento da idade.

5.4 DISCUSSÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS CONCRETOS

Os resultados e discussões apresentados a seguir relacionam os resultados obtidos das características dos materiais e as propriedades mecânicas dos concretos, através de medidas diretas, medidas indiretas e equações empíricas.

5.4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Os valores da resistência à compressão de 3, 7 e 28 dias, medidos e estimados pelas equações das normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), através das equações (3.72), (3.73) e (3.74), estão nas Tabelas 5.15, 5.16 e 5.17.

Tabela 5.15 – Resistência a compressão – 3 dias.

3 dias				
	σ_{medido} (MPa)	$\sigma_{\text{NBR 6118}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{ACI 209/1997}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{CEB/FIP 1990}}$ (MPa)
A/C 0,65 B0	11,54	15,03	12,35	12,35
A/C 0,60 B0	13,07	16,52	13,84	13,84
A/C 0,55 B0	14,77	18,20	15,52	15,51
A/C 0,45 B0	18,76	22,17	19,49	19,49
A/C 0,65 B1	11,67	15,03	12,35	12,35
A/C 0,60 B1	13,16	16,52	13,84	13,84
A/C 0,55 B1	14,85	18,20	15,52	15,51
A/C 0,45 B1	18,84	22,17	19,49	19,49

Tabela 5.16 – Resistência a compressão – 7 dias.

7 dias				
	σ_{medido} (MPa)	$\sigma_{\text{NBR 6118}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{ACI 209/1997}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{CEB/FIP 1990}}$ (MPa)
A/C 0,65 B0	16,68	20,00	18,97	18,44
A/C 0,60 B0	18,89	22,23	21,26	20,67
A/C 0,55 B0	21,35	24,73	23,83	23,17
A/C 0,45 B0	27,25	30,67	29,94	29,10
A/C 0,65 B1	16,76	20,00	18,97	18,44
A/C 0,60 B1	18,97	22,23	21,26	20,67
A/C 0,55 B1	21,48	24,73	23,83	23,17
A/C 0,45 B1	27,37	30,67	29,94	29,10

Tabela 5.17 – Resistência a compressão – 28 dias.

28 dias				
	σ_{medido} (MPa)	$\sigma_{\text{NBR 6118}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{ACI 209/1997}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{CEB/FIP 1990}}$ (MPa)
A/C 0,65 B0	23,47	26,96	27,16	26,96
A/C 0,60 B0	26,78	30,22	30,44	30,22
A/C 0,55 B0	30,56	33,88	34,12	33,88
A/C 0,45 B0	39,17	42,56	42,86	42,56
A/C 0,65 B1	23,55	26,96	27,16	26,96
A/C 0,60 B1	26,87	30,22	30,44	30,22
A/C 0,55 B1	30,56	33,88	34,12	33,88
A/C 0,45 B1	39,26	42,56	42,86	42,56

As curvas de *Abrams* das resistências à compressão medidas estão nos Gráficos 8.1 e 8.2, no Apêndice A, e o Gráfico 5.19 mostram a evolução das resistências à compressão dos concretos ao longo do tempo. As curvas de *Abrams* das resistências estimadas pelas equações empíricas das normas técnicas americana, brasileira e europeia estão nos Gráficos 8.3 a 8.5, no Apêndice A. As curvas de *Abrams* relacionando os valores das resistências estimados pelas equações empíricas das normas técnicas e os medidos nos ensaios de compressão, estão mostrados nos Gráficos 8.6 a 8.11 do Apêndice A. O gráfico 5.20 relaciona as resistências estimadas e medidas.

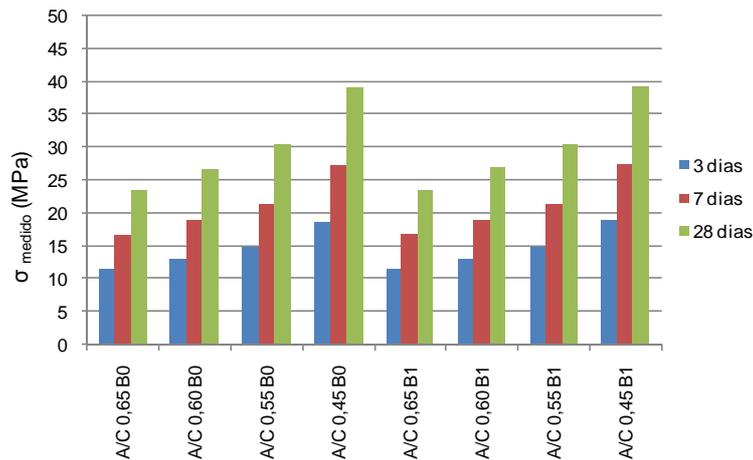


Gráfico 5.19 – Resultados dos valores medidos da resistência à compressão dos concretos.

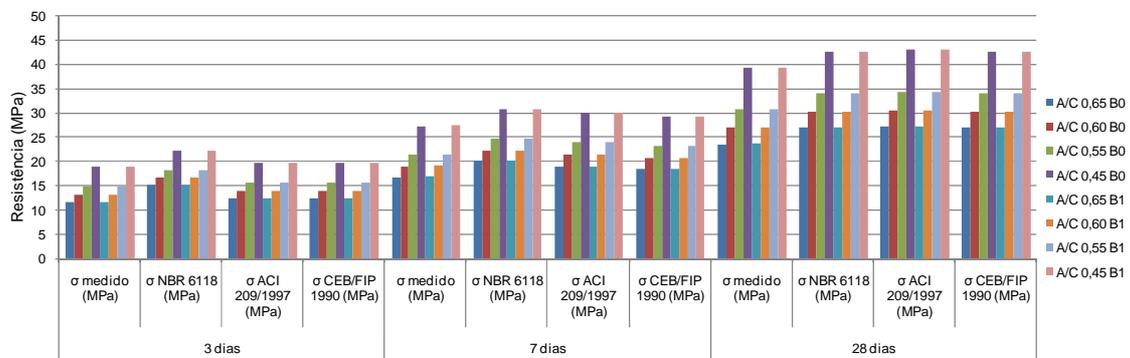


Gráfico 5.20 – Resultados dos valores medidos e estimados da resistência à compressão dos concretos.

Como mostram os Gráficos 8.6 a 8.11, e os Gráficos 5.19 e 5.20, a resistência mecânica dos concretos é inversamente proporcional à relação água/cimento. Como neste estudo não foram feitos os ensaios de microestrutura do concreto, mas analisando os dados dos ensaios e comparando-os com o que diz a literatura, pode-se concluir que a resistência à compressão dos concretos é inversamente proporcional ao fator água/cimento devido o enfraquecimento da matriz com o aumento da sua porosidade, determinada pelo fator água/cimento e pelo grau de hidratação do cimento, que no caso deste estudo, é mais lento, devido o cimento usado na confecção dos corpos-de-prova ser o cimento *Portland* com escória de alto forno (CPIII 40 RS). Segundo Mehta e Monteiro (2008), a influência da composição do cimento CPIII sobre a porosidade da matriz e a resistência do concreto fica limitada para as idades inferiores aos 28 dias, mas que acima dessa idade, o comportamento é similar ao dos outros concretos. Isso porque a velocidade de hidratação e o desenvolvimento da resistência dos concretos confeccionados com CPIII são menores do que a dos concretos confeccionados com outros cimentos, como o CPI. O crescimento das resistências dos concretos confeccionados com o cimento CPIII é maior nas idades mais avançadas do que nas idades iniciais, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1, como mostra o Gráfico 5.21.

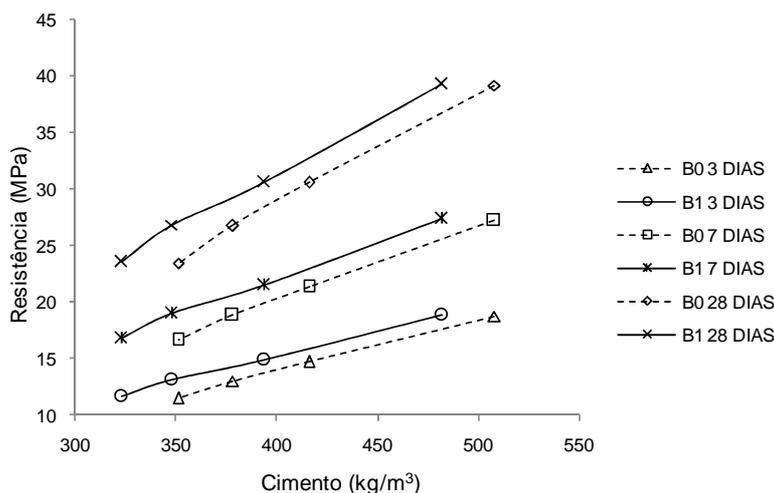


Gráfico 5.21 – Relação entre a resistência à compressão e o consumo do cimento.

O Gráfico 5.22 apresenta as variações da resistência à compressão medidos em função da massa específica dos concretos fabricados com brita 0 e 1.

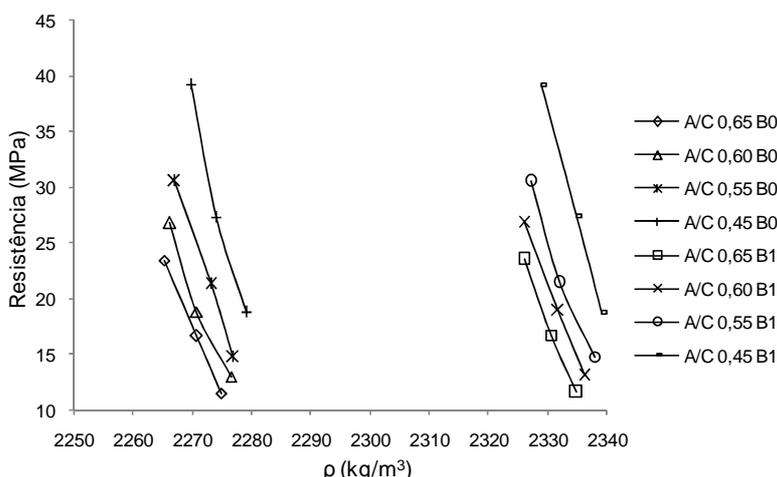


Gráfico 5.22 – Relação entre a resistência à compressão e a massa específica do concreto.

O Gráfico 5.22 mostra que as resistências são praticamente idênticas para os concretos confeccionados com brita 0 e brita 1, quando a massa específica do concreto de brita 1 é maior em média do que a massa específica do concreto com brita 0, para os mesmos fatores água/cimento e idades, como mostra os Gráficos 8.46 e 8.47, no Apêndice A. Tanto os concretos fabricados com brita 0, quanto os concretos fabricados com brita 1, são confeccionados com a mesma brita gnaisse, e ambos tem o mesmo valor de massa específica, como mostra as Tabelas 5.7 e 5.9. Mas os concretos fabricados com brita 1 possuem uma pequena quantidade a mais de britas do que os concretos fabricados com brita 0, como mostram as Tabelas 5.11 e 5.12, elevando a massa específica do concreto de brita 1 em relação ao concreto de brita 0, para os mesmos fatores água/cimento e idades. Nota-se também que os concretos confeccionados com brita 1 tem a dimensão máxima maior em relação aos concretos confeccionados com brita 0, e os consumos de água (Gráfico 5.6), de cimento (Gráfico 5.7), de argamassa (Gráfico 5.8) e de agregados miúdos (Gráfico 5.10) são menores em relação aos consumos dos concretos

produzidos com brita 0, enquanto o consumo de agregados graúdos (Gráfico 5.9) dos concretos com brita 1 é maior do que nos concretos de brita 0. A concentração de tensões induzidas pelo aumento da quantidade de partículas de agregados aumenta ligeiramente a resistência do concreto. Isso somente é válido porque o teor de argamassa reduzido nos concretos fabricados com brita 1 permaneceu o suficiente e necessário para a dosagem completa do concreto, não deixando vazios que o tornasse mais poroso, mas deixando a argamassa com o percentual de cimento e agregado miúdo adequado e compatível com a plasticidade definida no estudo, que considerou as propriedades físicas dos agregados que influem nas variações da argamassa, como a curva granulométrica, a forma e a superfície dos grãos, o módulo de finura e o índice de vazios. A resistência à compressão se manteve praticamente constante com o pequeno aumento percentual de argamassa dos concretos fabricados com brita 0 em relação ao percentual de argamassa dos concretos confeccionados com brita 1, como mostra o Gráfico 5.23.

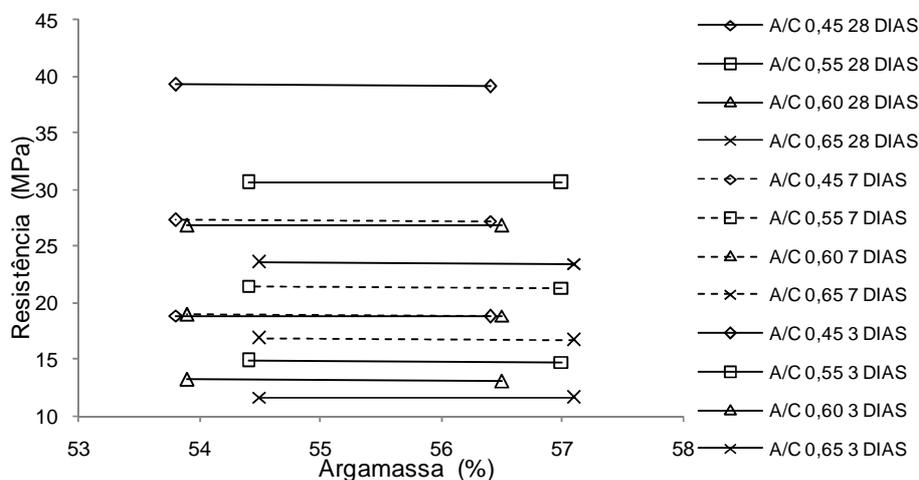


Gráfico 5.23 – Relação entre a resistência à compressão e o consumo de argamassa.

Quanto maior o tamanho dos agregados no concreto, maior será a tendência de acúmulo de filme de água junto à superfície do agregado, enfraquecendo a zona de transição na interface pasta-agregado, principalmente se os agregados forem constituídos de partículas alongadas (neste estudo foram usados britas equidimensionais). Os concretos contendo partículas de forma arredondada são mais favoráveis a obtenção de concretos com menor consumo de água, e quanto maior a área específica dos agregados (menor diâmetro máximo), maior será o consumo de água no concreto, para o mesmo teor de cimento e mesma consistência, como mostram o Gráfico 5.6, contribuindo para o aumento da porosidade do concreto e diminuindo assim a resistência do concreto. Segundo Mehta e Monteiro (2008), mesmo sendo a fase mais resistente do concreto, os agregados naturais (exceto os leves) não tem influência direta na sua resistência. A dimensão e a forma dos agregados graúdos afetam a resistência de forma indireta. Por isso as variações das resistências devido a influência dos agregados é relativamente pequena, como mostram os Gráficos 8.48, 8.49 e 8.50, e geralmente é ignorado na prática diária. Mas o fator predominante do resultado obtido neste estudo é que, desde o cálculo da dosagem do concreto, para cada fator água/cimento, foram previstos que os valores da f_{ck} e f_{c28} seriam, tanto para concretos de brita 0 ou

1, como mostrado na Tabela 5.10. Diante dos valores da f_{ck} , f_{c28} e da relação água/cimento definidos e fixados, fez-se o estudo das propriedades e comportamento dos concretos e seus constituintes, e definiu-se os parâmetros de dosagens, como o teor de argamassa, consumo de cimento, consumo de agregado miúdo e graúdo etc, e conseqüentemente, o traço do concreto, especificando as composições das porcentagens em peso (ou massa), que é o peso de cada elemento específico em relação ao peso total da liga, atendendo, dentre outros fatores, a consistência e a resistência do concreto estabelecida aos 28 dias para cada fator água/cimento.

Os Gráficos 8.6 a 8.11, no Apêndice A, e o Gráfico 5.20 revelam que os valores das resistências obtidos nos ensaios de compressão deste estudo estão próximos dos valores estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

Os Gráficos 5.24, 5.25 e 5.26 apresentam as relações entre os valores das resistências obtidas nos ensaios de compressão simples e os estimados pelas equações empíricas das normas americana, brasileira e europeia.

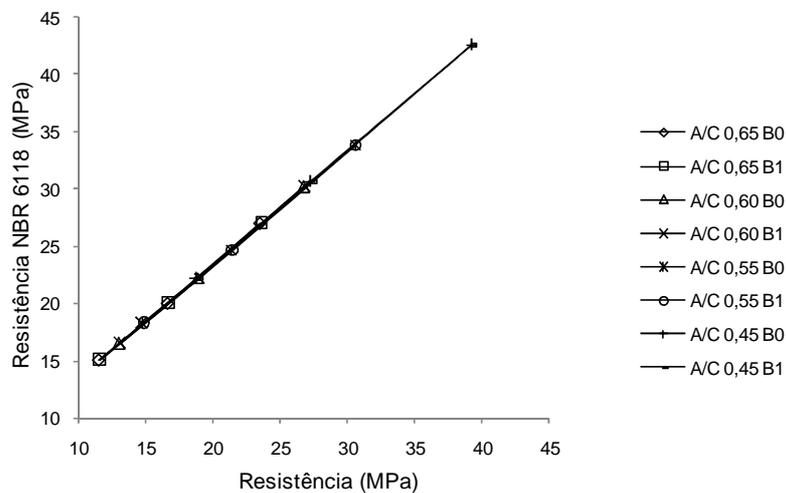


Gráfico 5.24 – Relação entre os valores da resistência dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e os medidos nos ensaios de compressão.

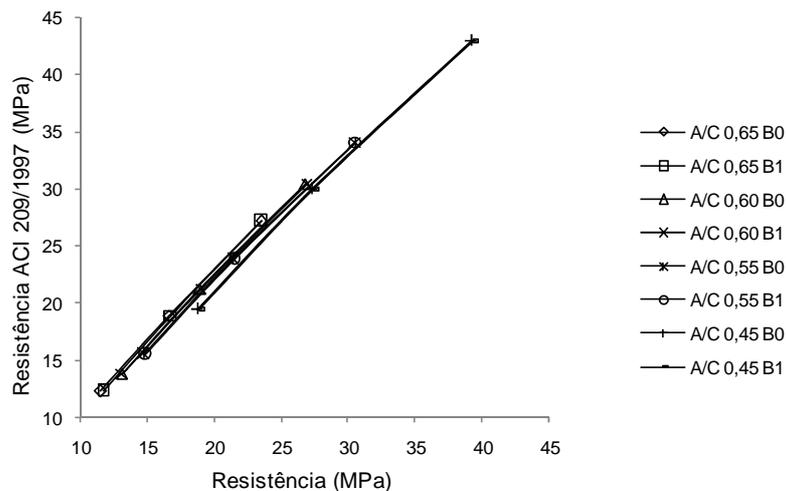


Gráfico 5.25 – Relação entre os valores da resistência dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e os medidos nos ensaios de compressão.

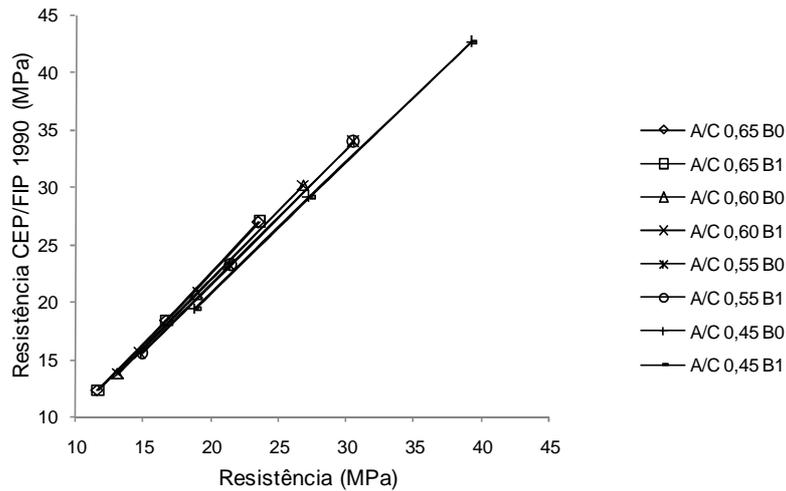


Gráfico 5.26 – Relação entre os valores da resistência dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e os medidos nos ensaios de compressão.

Os Gráficos 5.24 a 5.26 mostram as relações entre os valores estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e os valores obtidos nos ensaios à compressão dos concretos. Como mostram os gráficos, existe uma relação entre as resistências medidas e as estimadas pelas normas americana, brasileira e europeia.

Os Gráficos 5.27, 5.28 e 5.29 apresentam as regressões lineares das relações entre os valores das resistências obtidos nos ensaios à compressão dos concretos e as resistências estimadas pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

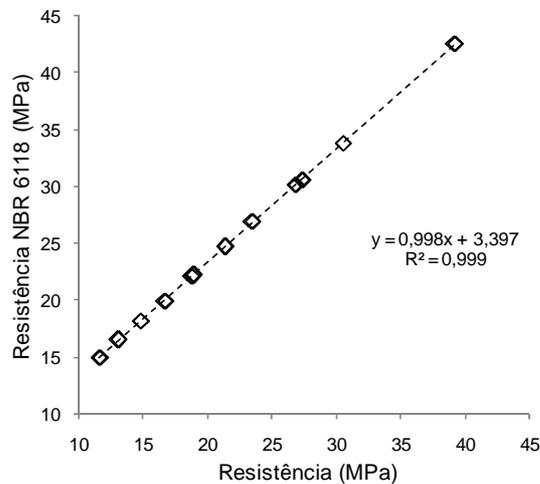


Gráfico 5.27 – Regressão linear da relação entre os valores da resistência dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e os medidos nos ensaios de compressão.

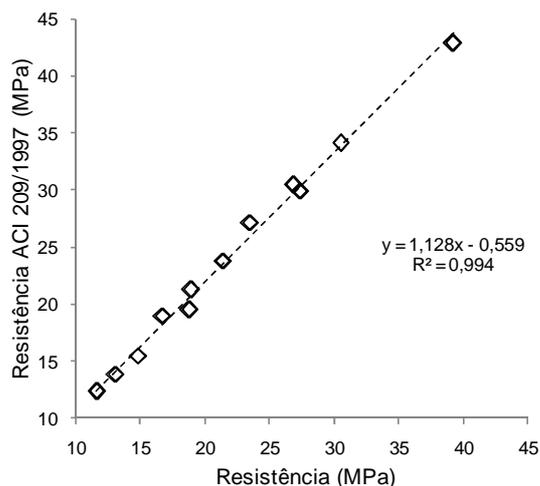


Gráfico 5.28 – Regressão linear da relação entre os valores da resistência dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e os medidos nos ensaios de compressão.

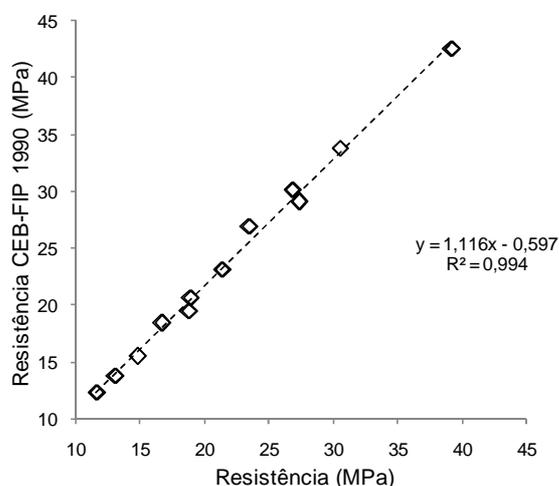


Gráfico 5.29 – Regressão linear da relação entre os valores da resistência dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e os medidos nos ensaios de compressão.

A qualidade da regressão linear é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e como mostram os Gráficos 5.27, 5.28 e 5.29, o seu valor é 0,999 para a relação envolvendo as resistências medidas e as estimadas pela NBR 6118 (ABNT, 2003); e 0,994 para as relações entre as resistências medidas e as estimadas pelas normas ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

5.4.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE TANGENTE

Os valores dos módulos de elasticidade tangente de 3, 7 e 28 dias, medidos e estimados pelas equações das normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), através das equações (3.76), (3.77) e (3.78), estão nas Tabelas 5.18, 5.19 e 5.20.

Tabela 5.18 – Módulo de elasticidade tangente – 3 dias.

3 dias				
	E_t medido (MPa)	E_t NBR 6118 (MPa)	E_t ACI 209/1997 (MPa)	E_t CEB/FIP 1990 (MPa)
A/C 0,65 B0	14,85	17,78	16,40	20,25
A/C 0,60 B0	16,14	19,05	17,38	21,04
A/C 0,55 B0	17,40	20,38	18,40	21,85
A/C 0,45 B0	20,31	23,24	20,66	23,58
A/C 0,65 B1	15,54	17,78	17,05	20,25
A/C 0,60 B1	16,82	19,05	18,06	21,04
A/C 0,55 B1	18,14	20,38	19,15	21,85
A/C 0,45 B1	21,00	23,24	21,47	23,58

Tabela 5.19 – Módulo de elasticidade tangente – 7 dias.

7 dias				
	E_t medido (MPa)	E_t NBR 6118 (MPa)	E_t ACI 209/1997 (MPa)	E_t CEB/FIP 1990 (MPa)
A/C 0,65 B0	18,71	21,73	20,27	24,75
A/C 0,60 B0	20,31	23,28	21,46	25,71
A/C 0,55 B0	22,02	24,91	22,75	26,70
A/C 0,45 B0	25,49	28,40	25,51	28,81
A/C 0,65 B1	19,43	21,73	21,07	24,75
A/C 0,60 B1	21,04	23,28	22,32	25,71
A/C 0,55 B1	22,61	24,91	23,64	26,70
A/C 0,45 B1	26,10	28,40	26,55	28,81

Tabela 5.20 – Módulo de elasticidade tangente – 28 dias.

28 dias				
	E_t medido (MPa)	E_t NBR 6118 (MPa)	E_t ACI 209/1997 (MPa)	E_t CEB/FIP 1990 (MPa)
A/C 0,65 B0	23,23	26,27	24,16	29,92
A/C 0,60 B0	25,14	28,15	25,59	31,08
A/C 0,55 B0	27,23	30,12	27,11	32,29
A/C 0,45 B0	31,41	34,34	30,44	34,84
A/C 0,65 B1	23,95	26,27	25,14	29,92
A/C 0,60 B1	25,83	28,15	26,61	31,08
A/C 0,55 B1	27,82	30,12	28,20	32,29
A/C 0,45 B1	32,03	34,34	31,64	34,84

As curvas de *Abrams* dos módulos de elasticidade tangente medidos estão nos Gráficos 8.12 e 8.13, no Apêndice A, e o Gráfico 5.30 mostra a evolução dos módulos de elasticidade tangente dos concretos ao longo do tempo. As curvas de *Abrams* dos módulos tangentes estimados pelas equações empíricas das normas técnicas americana, brasileira e europeia estão nos Gráficos 8.14 a 8.17, no Apêndice A. As curvas de *Abrams* relacionando os valores dos módulos tangentes estimados pelas equações empíricas das normas técnicas e os medidos nos ensaios de compressão, estão mostrados nos Gráficos 8.18 a 8.23 do Apêndice A. O gráfico relacionando os módulos de elasticidade tangentes medidos e estimados está no Gráfico 5.31.

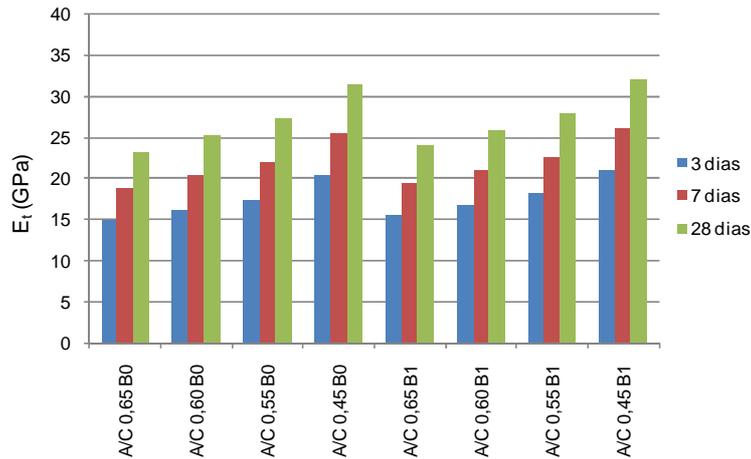


Gráfico 5.30 – Resultados dos valores medidos dos módulos de elasticidade tangente dos concretos.

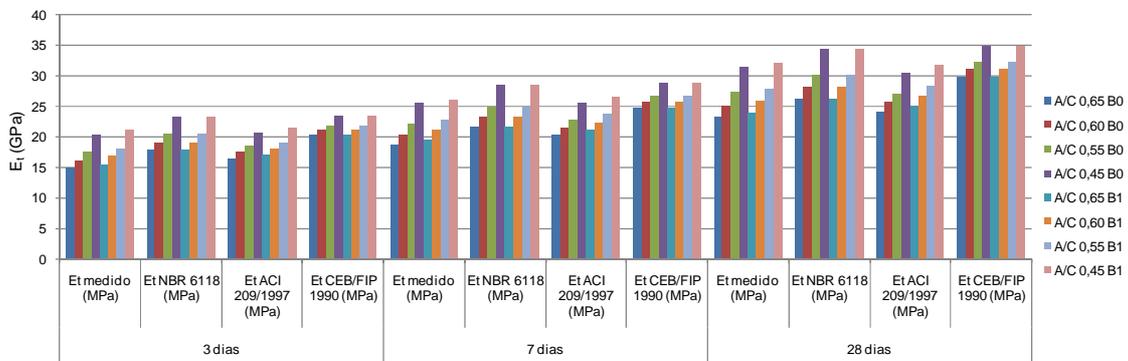


Gráfico 5.31 – Resultados dos valores medidos e estimados dos módulos de elasticidade tangente.

Os Gráficos 8.60 a 8.62, no Apêndice A, mostram a evolução dos módulos de elasticidade tangentes medidos em função do aumento do diâmetro máximo, para as idades de 3, 7 e 28 dias. Os Gráficos 8.63 a 8.71, no Apêndice A, mostram a evolução dos módulos de elasticidade tangente estimado pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) em função do aumento do diâmetro máximo, para as idades de 3, 7 e 28 dias, e merece destaque os Gráficos 8.66 a 8.68, da norma ACI 209R (ACI, 1997), que considera também a massa específica do concreto na estimativa do módulo, além da resistência à compressão, comum a todas as normas, se aproximando mais do comportamento dos gráficos obtidos com os valores medidos.

O Gráfico 5.32 apresenta a relação entre o módulo de elasticidade tangente e a massa específica dos concretos.

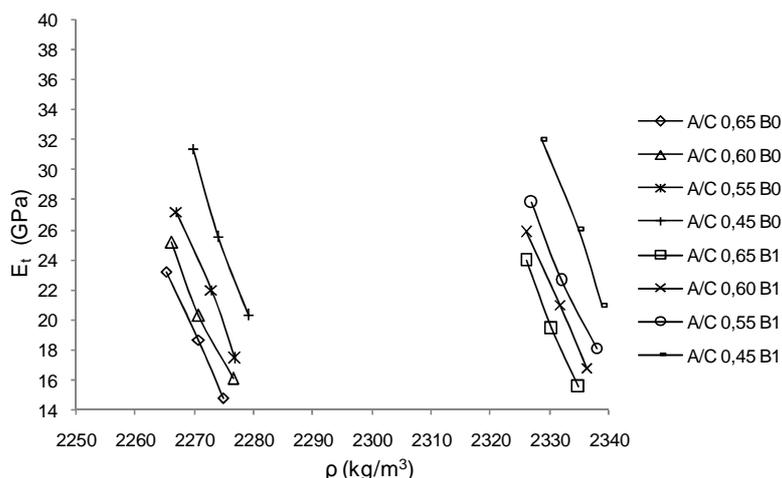


Gráfico 5.32 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente e a massa específica do concreto.

As britas 0 e 1 usadas na confecção dos corpos-de-prova, são gnaisses, rochas metamórficas que geram bons agregados para os concretos, e ambas tem a mesma massa específica, como mostram as Tabelas 5.7 e 5.9. O Gráfico 5.9 mostra o aumento do percentual de agregados graúdos em função do aumento do diâmetro máximo, aumentando a massa específica do concreto confeccionados com brita 1, sendo esse um dos motivos para o leve crescimento do módulo de elasticidade desse concreto, para cada fator água/cimento (Gráfico 5.32). Para Mehta e Monteiro (2008), quanto maior a quantidade de agregados graúdos com alto grau de módulo de elasticidade em uma mistura, maior será o módulo de elasticidade do concreto.

O Gráfico 5.33 apresenta a relação entre o módulo de elasticidade tangente dos concretos e os seus consumos de cimento, para 3, 7 e 28 dias.

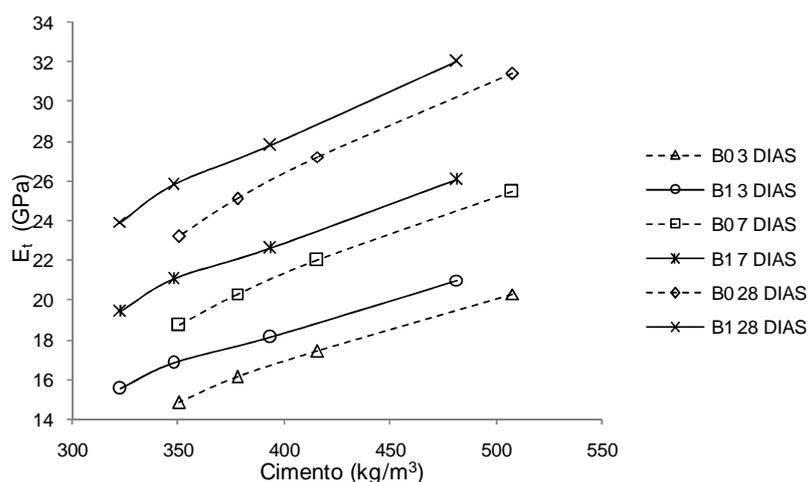


Gráfico 5.33 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente e o consumo de cimento.

O Gráfico 5.33 mostra que, mesmo consumindo mais cimento para o mesmo fator água/cimento (Gráfico 5.7), houve uma pequena queda no valor do módulo de elasticidade tangente para os concretos confeccionados com brita 0 em relação aos concretos confeccionados com brita 1. O módulo tangente aumentou com o aumento do consumo de cimento quando o fator

água/cimento diminuiu, com uma pequena vantagem para os concretos confeccionados com brita 1.

O Gráfico 5.34 apresenta a relação entre o módulo de elasticidade tangente e o consumo de argamassa, para os concretos confeccionados com brita 0 e brita 1.

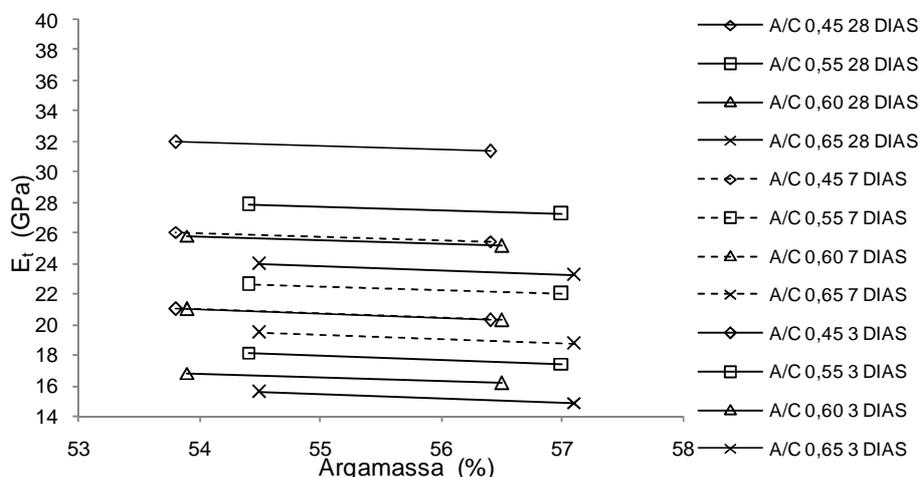


Gráfico 5.34 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente e o consumo de argamassa.

Outro fator importante que pode ter contribuído para aumento do módulo de elasticidade tangente, e mostrado no Gráfico 5.8, é a diminuição do percentual de argamassa no traço do concreto com o aumento da dimensão máxima dos concretos. A argamassa de cimento é um material mais poroso com o aumento do fator água/cimento, contribuindo para um menor módulo de elasticidade. Como há uma diminuição da quantidade de argamassa com o aumento do diâmetro máximo, isso também contribuiu para o leve aumento do módulo de elasticidade tangente dos concretos confeccionados com brita 1. Como mostra o Gráfico 5.34, com o aumento do consumo de argamassa, o módulo de elasticidade tangente diminuiu para os concretos confeccionados com brita 0.

O Gráfico 5.35 mostra o diagrama tensão-deformação dos concretos nas idades de 3, 7 e 28 dias.

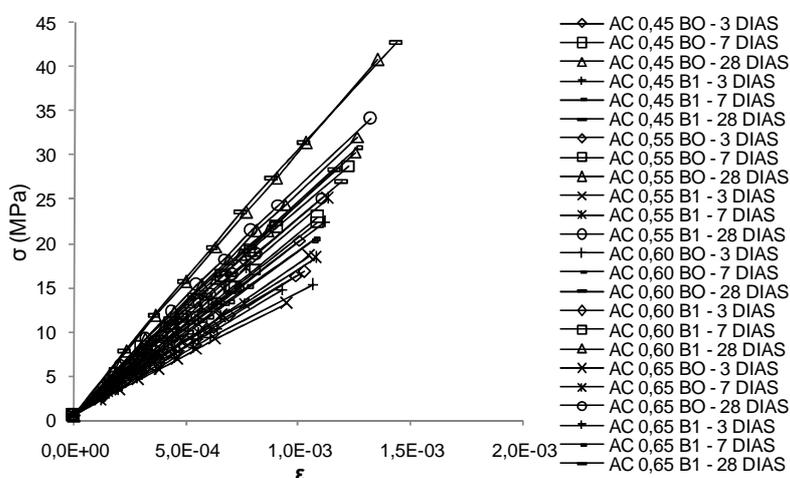


Gráfico 5.35 – Gráfico tensão-deformação.

Devido o processo de fratura do concreto, a parte ascendente do diagrama tensão-deformação, apresentado no Gráfico 5.35, é medida no comprimento central do corpo-de-prova, como mostra a Figura 4.1, e os fatores que influenciam a resistência à compressão, influenciam também o diagrama tensão-deformação, em maiores proporções para o fator água/cimento e a idade, e em menores proporções, para os agregados, considerando os mesmos parâmetros de ensaio, como a velocidade de aplicação de carga, a rigidez da prensa e os tamanhos dos corpos-de-prova, dentre outros. Os concretos dosados com maior resistência aos 28 dias, mostrados na Tabela 5.10, ou seja, concretos com menores fatores água/cimento, apresentam módulos de elasticidade maiores do que os concretos de menor resistência. Os agregados graúdos usados nos concretos confeccionados com brita 0 e brita 1 influenciaram muito pouco nos resultados da resistência, e conseqüentemente, no diagrama tensão-deformação. Os concretos de maior resistência, ou seja, os concretos de menor fator água/cimento possuem a parte ascendente da curva tensão-deformação mais inclinada e linear até um valor mais alto da resistência, ou seja, tem um valor de módulo de elasticidade tangente e secante maior do que os concretos menos resistentes, além de serem mais frágeis dos que os concretos menos resistentes, com rupturas explosivas.

Depois de ter feito todos os procedimentos do ensaio do módulo de elasticidade, descritos na NBR 8522 (ABNT, 2003), como aplicar o carregamento com controle de tensão e tempo até que seja atingida a tensão igual a $0,3.f_c$ e $0,4 f_c$, depois dos carregamentos e descarregamentos subsequentes, carrega-se o corpo-de-prova até a sua ruptura. Os resultados das tensões de ruptura dos ensaios de compressão simples realizados de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2003) estão na Tabela 5.21.

Tabela 5.21 – Tensão de ruptura.

	σ_r (MPa)		
	3 dias	7 dias	28 dias
A/C 0,65 B0	13,24	18,33	25,21
A/C 0,60 B0	14,77	20,46	28,35
A/C 0,55 B0	16,38	23,00	32,09
A/C 0,45 B0	20,37	28,86	40,83
A/C 0,65 B1	15,28	20,37	27,08
A/C 0,60 B1	16,81	22,49	30,39
A/C 0,55 B1	18,50	25,04	34,12
A/C 0,45 B1	22,41	30,90	42,78

As curvas de *Abrams* da tensão de ruptura do ensaio de compressão simples de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2003) estão apresentadas nos Gráficos 5.36 e 5.37.

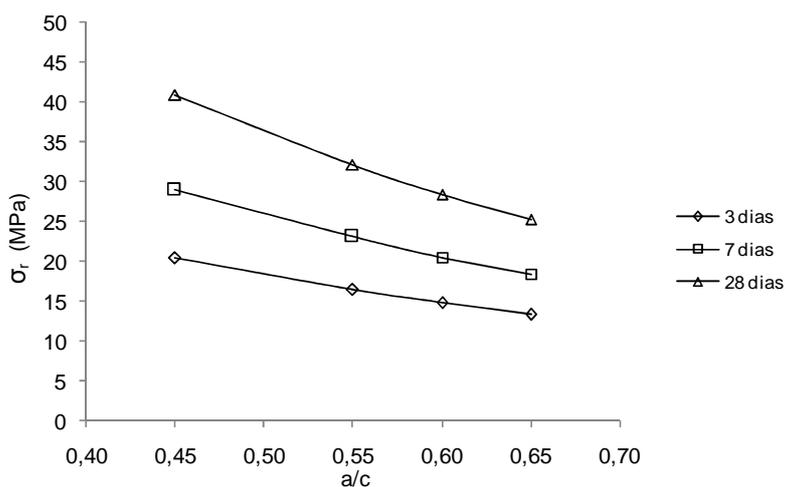


Gráfico 5.36 – Curva de Abrams – Tensão de ruptura B0.

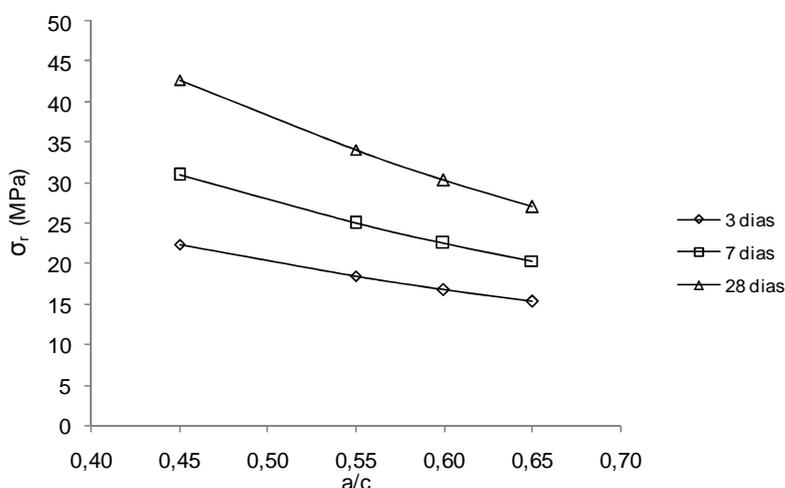


Gráfico 5.37 – Curva de Abrams – Tensão de ruptura B1.

Como esperado, a tensão de ruptura realizado através do ensaio de resistência à compressão simples, de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2003), não diverge em mais de 20% da tensão de ruptura realizado através do ensaio de resistência à compressão simples da NBR 5739 (ABNT, 1994).

Os Gráficos 8.18 a 8.23 no Apêndice A, e o Gráfico 5.31, mostram que os valores dos módulos de elasticidade tangente obtidos nos ensaios deste estudo estão próximos dos valores estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

Os Gráficos 5.38, 5.39 e 5.40 apresentam as relações entre os valores dos módulos de elasticidade tangente obtidos nos ensaios de compressão simples e os estimados pelas equações empíricas das normas americana, brasileira e europeia.

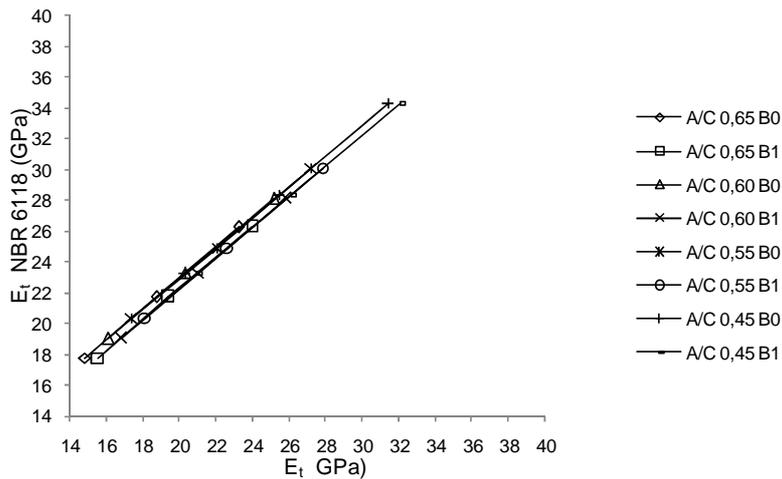


Gráfico 5.38 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e os medidos nos ensaios de compressão.

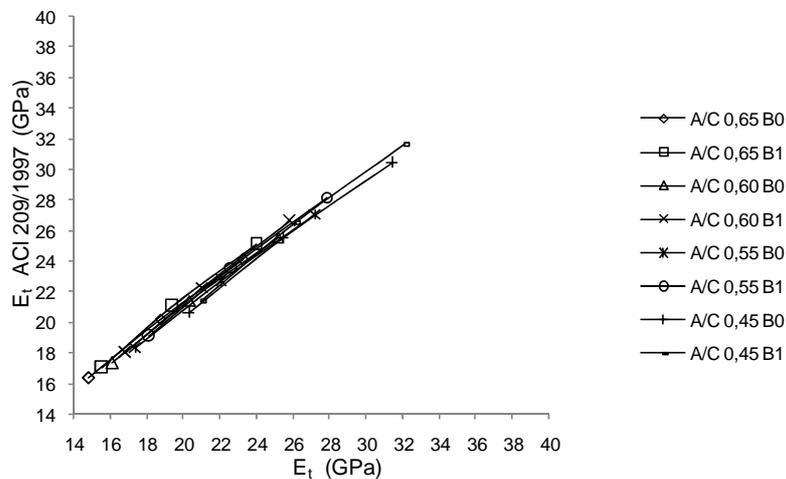


Gráfico 5.39 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e os medidos nos ensaios de compressão.

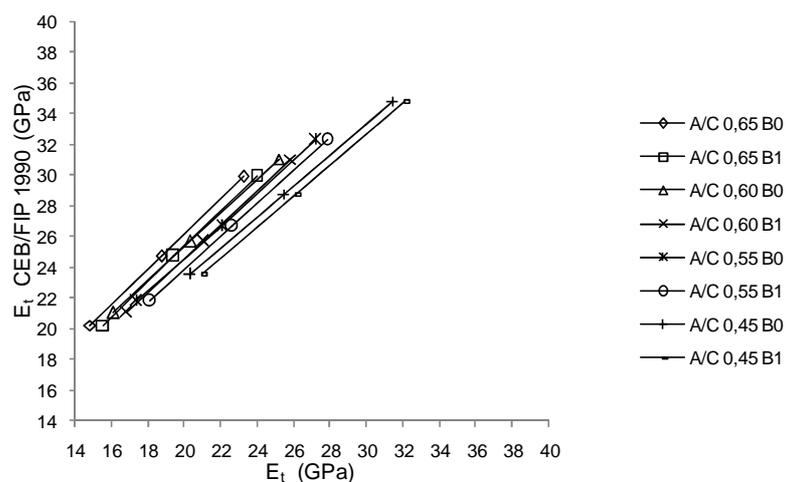


Gráfico 5.40 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e os medidos nos ensaios de compressão.

Os Gráficos 5.38, 5.39 e 5.40 mostram as relações entre os valores módulos tangentes medidos e os estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT,

2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993). Como mostram os gráficos, existe uma relação entre os módulos tangentes medidos e os módulos tangentes estimados pelas normas americana, brasileira e europeia. Segundo Mehta e Monteiro (2008), os valores dos módulos de elasticidade estimados pelas equações empíricas das normas americana, brasileira e europeia baseiam-se na resistência e massa específica do concreto, e não consideram as características da zona de transição na interface e nem o estado de umidade do corpo-de-prova no momento do ensaio sobre a resistência e o módulo de elasticidade. Neste estudo, a relação entre os resultados obtidos nos ensaios mecânicos e os estimados pela normas empíricas foram mantidas.

Os Gráficos 5.41, 5.42 e 5.43 apresentam as regressões lineares das relações entre os valores dos módulos de elasticidade tangente obtidos nos ensaios à compressão simples e os módulos de elasticidade tangente estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

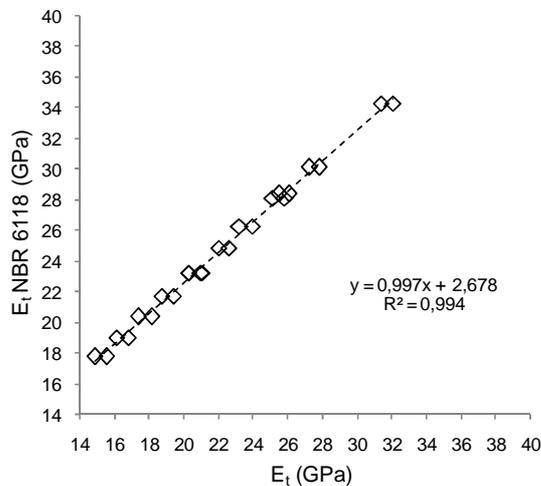


Gráfico 5.41 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e os medidos nos ensaios de compressão.

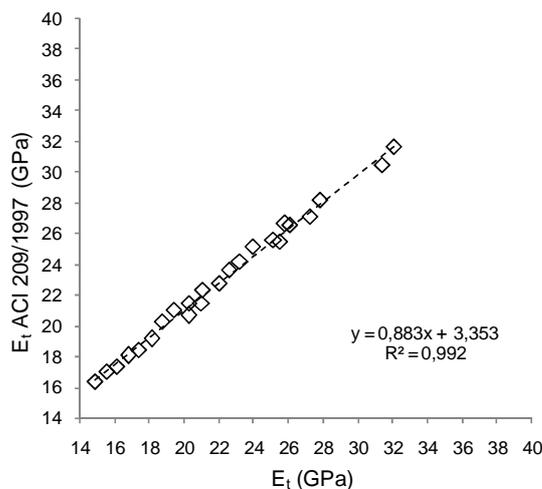


Gráfico 5.42 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e os medidos nos ensaios de compressão.

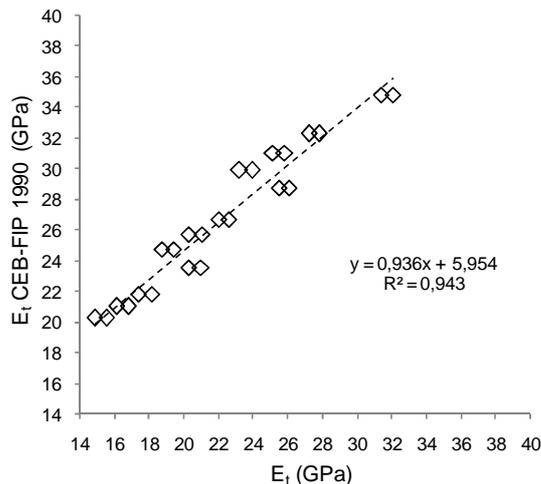


Gráfico 5.43 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade de tangente dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e os medidos nos ensaios de compressão.

A qualidade da regressão linear é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e como mostram os Gráficos 5.41, 5.42 e 5.43, o seu valor é 0,994 para a relação envolvendo os módulos de elasticidade tangente medidos e os estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003); 0,992 para as relações entre os módulos de elasticidade tangente medidos e os estimado pela norma ACI 209R (ACI, 1997), e 0,943 para as relações entre os módulos de elasticidade tangente medidos e os estimados pela norma CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

5.4.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE SECANTE

Os valores dos módulos de elasticidade secantes de 3, 7 e 28 dias, medidos e estimados pelas equações das normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), através das equações (3.81), (3.82) e (3.83), estão nas Tabelas 5.22, 5.23 e 5.24.

Tabela 5.22 – Módulo de elasticidade secante – 3 dias.

	3 dias			
	E_s medido (MPa)	E_s NBR 6118 (MPa)	E_s ACI 209/1997 (MPa)	E_s CEB/FIP 1990 (MPa)
A/C 0,65 B0	14,33	15,11	13,94	17,21
A/C 0,60 B0	15,83	16,19	14,77	17,88
A/C 0,55 B0	17,21	17,32	15,64	18,57
A/C 0,45 B0	20,11	19,75	17,56	20,04
A/C 0,65 B1	15,04	15,11	14,49	17,21
A/C 0,60 B1	16,29	16,19	15,36	17,88
A/C 0,55 B1	17,72	17,32	16,27	18,57
A/C 0,45 B1	20,49	19,75	18,25	20,04

Tabela 5.23 – Módulo de elasticidade secante – 7 dias.

7 dias				
	E_s medido (MPa)	E_s NBR 6118 (MPa)	E_s ACI 209/1997 (MPa)	E_s CEB/FIP 1990 (MPa)
A/C 0,65 B0	18,03	18,47	17,23	21,03
A/C 0,60 B0	19,74	19,79	18,24	21,85
A/C 0,55 B0	21,30	21,17	19,34	22,70
A/C 0,45 B0	24,81	24,14	21,69	24,49
A/C 0,65 B1	19,10	18,47	17,91	21,03
A/C 0,60 B1	20,73	19,79	18,98	21,85
A/C 0,55 B1	22,34	21,17	20,09	22,70
A/C 0,45 B1	25,81	24,14	22,56	24,49

Tabela 5.24 – Módulo de elasticidade secante – 28 dias.

28 dias				
	E_s medido (MPa)	E_s NBR 6118 (MPa)	E_s ACI 209/1997 (MPa)	E_s CEB/FIP 1990 (MPa)
A/C 0,65 B0	22,69	22,33	22,33	25,44
A/C 0,60 B0	24,50	23,93	21,75	26,42
A/C 0,55 B0	26,55	25,60	23,04	27,45
A/C 0,45 B0	30,69	29,19	25,88	29,62
A/C 0,65 B1	23,66	22,33	21,37	25,44
A/C 0,60 B1	25,53	23,93	22,62	26,42
A/C 0,55 B1	27,52	25,60	23,97	27,45
A/C 0,45 B1	31,71	29,19	26,89	29,62

As curvas de *Abrams* dos módulos de elasticidade secantes medidos estão nos Gráficos 8.24 e 8.25, no Apêndice A, e o Gráfico 5.44 mostram a evolução dos módulos de elasticidade secantes dos concretos ao longo do tempo. As curvas de *Abrams* dos módulos secantes estimados pelas equações empíricas das normas técnicas americana, brasileira e europeia estão nos Gráficos 8.26 a 8.29, no Apêndice A. As curvas de *Abrams* relacionando os valores dos módulos secantes estimados pelas equações empíricas das normas técnicas e os medidos nos ensaios de compressão, estão mostrados nos Gráficos 8.30 a 8.35 do Apêndice A. O gráfico relacionando os módulos de elasticidade secantes estimados e medidos estão no Gráfico 5.45.

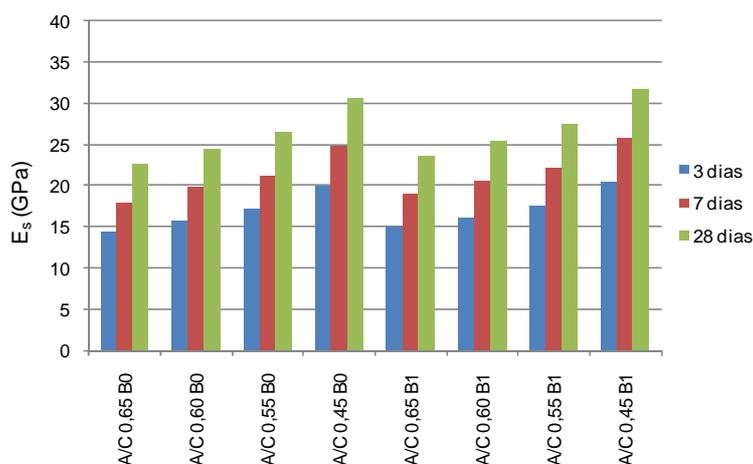


Gráfico 5.44 – Resultados dos valores medidos dos módulos de elasticidade secante dos concretos.

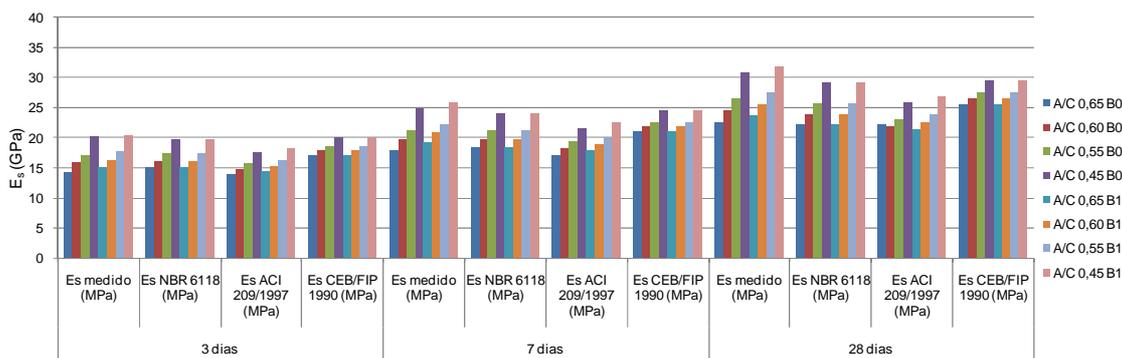


Gráfico 5.45 – Resultados dos valores medidos e estimados dos módulos de elasticidade secante.

Como mostra o Gráfico 5.45, e os Gráficos 8.30 a 8.35, no Apêndice A, os valores dos módulos de elasticidade secantes obtidos nos ensaios estão próximos dos valores estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993). Os valores estimados pelas equações empíricas recomendadas pelas normas para estimar os módulos de elasticidade secantes, utilizado nas análises de projeto para determinação de esforços solicitantes e na verificação de estados limites de serviços, estão próximos dos valores dos módulos de elasticidade obtidos pelo módulo cordal, recomendado nos códigos e normas de projetos de estrutura de concreto, correspondente à tensão de 40% da carga de ruptura.

Os Gráficos 8.72 a 8.74, no Apêndice A, mostram a evolução dos módulos de elasticidade secantes medidos em função do aumento do diâmetro máximo, para as idades de 3, 7 e 28 dias. Os Gráficos 8.75 a 8.83, no Apêndice A, mostram a evolução dos módulos de elasticidade secante estimado pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) em função do aumento do diâmetro máximo, para as idades de 3, 7 e 28 dias, e merece destaque os Gráficos 8.78 a 8.80, da norma ACI 209R (ACI, 1997), que considera também a massa específica do concreto na estimativa do módulo, além da resistência à compressão, comum a todas as normas, se aproximando mais do comportamento dos gráficos obtidos através dos valores medidos. Os motivos da variação do módulo de elasticidade secante em função da massa específica (Gráfico 5.48), do consumo de cimento (Gráfico 5.49) e do consumo de argamassa (Gráfico 5.50), dentre outros, são os mesmo discutidos para o módulo tangente.

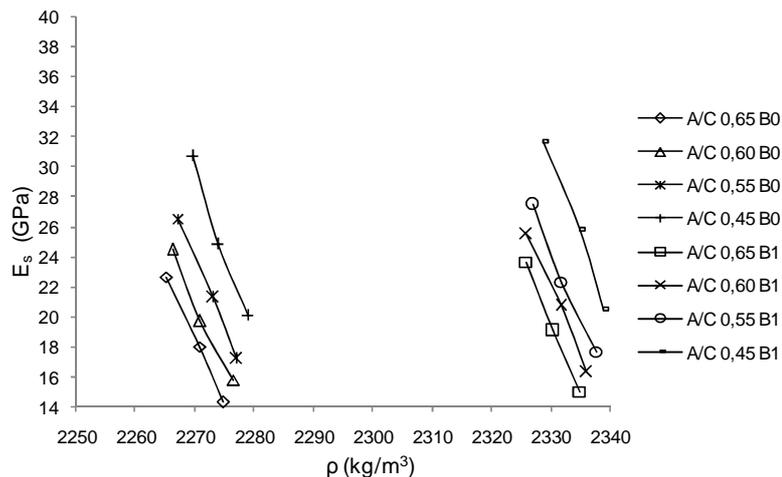


Gráfico 5.46 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e a massa específica do concreto.

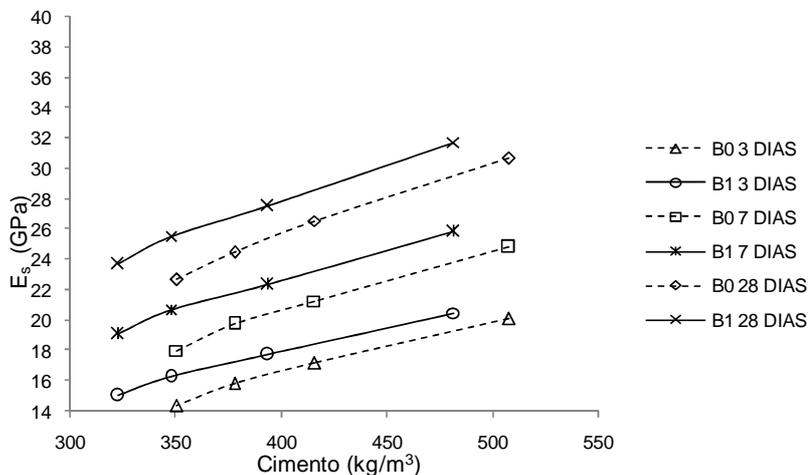


Gráfico 5.47 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e o consumo de cimento.

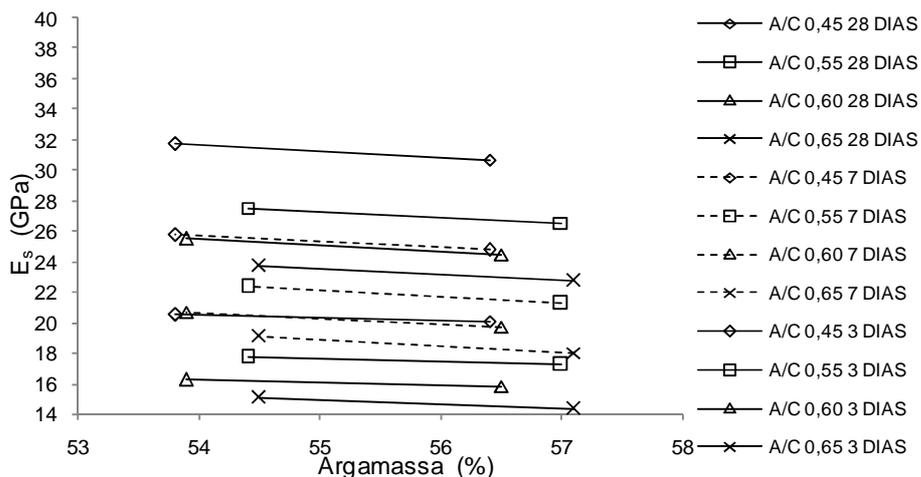


Gráfico 5.48 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e o consumo de argamassa.

Os Gráficos 5.49, 5.50 e 5.51 mostram a relação entre os valores dos módulos secantes estimados por 85% dos módulos tangentes medidos e os módulos secantes realmente medidos.

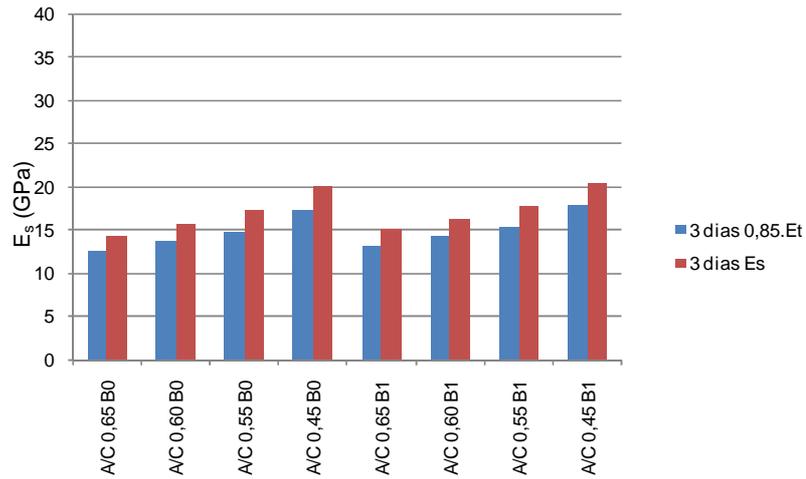


Gráfico 5.49 – Relação entre o E_s ($0,85.E_t$) e o E_s (medido) - 3 dias.

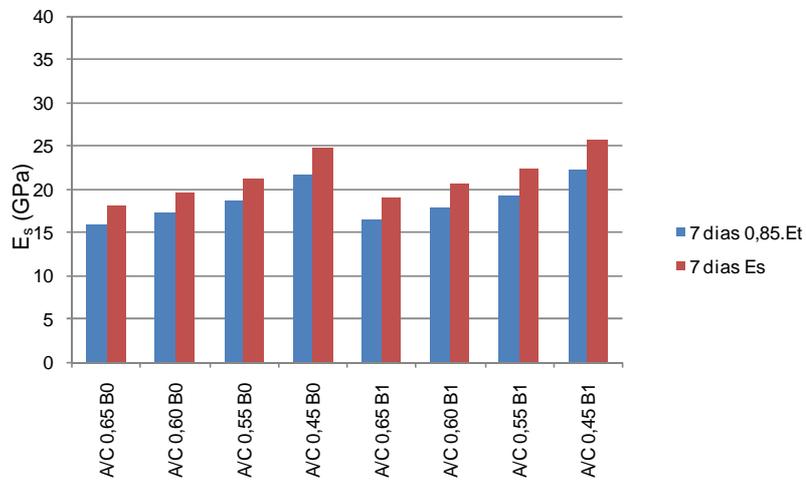


Gráfico 5.50 – Relação entre o E_s ($0,85.E_t$) e o E_s (medido) - 7 dias.

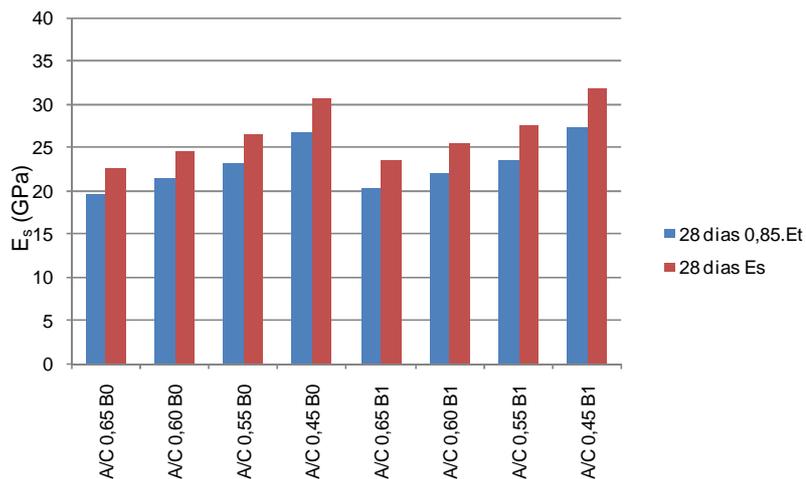


Gráfico 5.51 – Relação entre o E_s ($0,85.E_t$) e o E_s (medido) - 28 dias.

A redução de 15% do módulo estático para estimar o módulo secante é prevista pela NBR 6118 (ABNT, 2003), dentre outras normas, para determinação de esforços solicitantes de verificação nos estados limites de serviços. Como mostram os gráficos, os valores dos módulos secantes

medidos são maiores dos que os estipulados pelas normas, ou seja, em 85% do módulo tangente.

Os Gráficos 5.52, 5.53 e 5.54 apresentam as relações entre os valores dos módulos de elasticidade secantes obtidos nos ensaios de compressão simples e os estimados pelas equações empíricas das normas americana, brasileira e europeia.

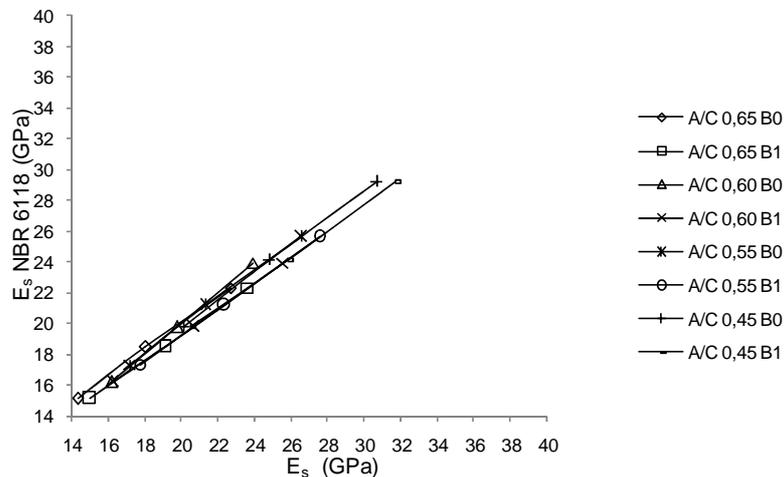


Gráfico 5.52 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade secante dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e os medidos nos ensaios de compressão.

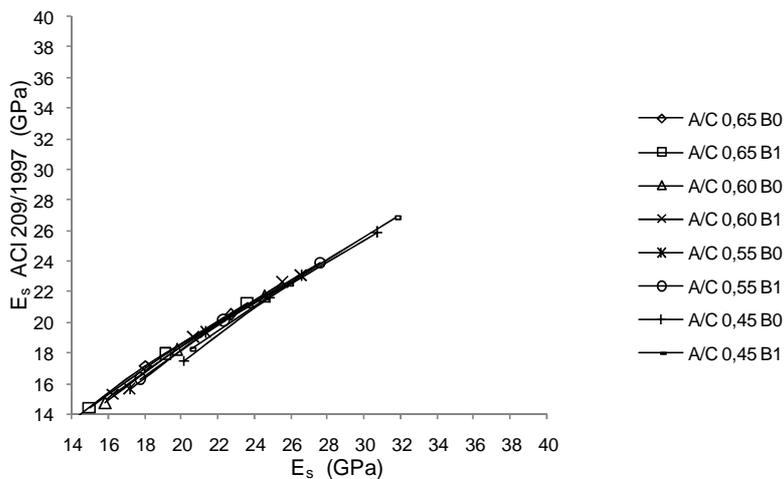


Gráfico 5.53 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade secante dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e os medidos nos ensaios de compressão.

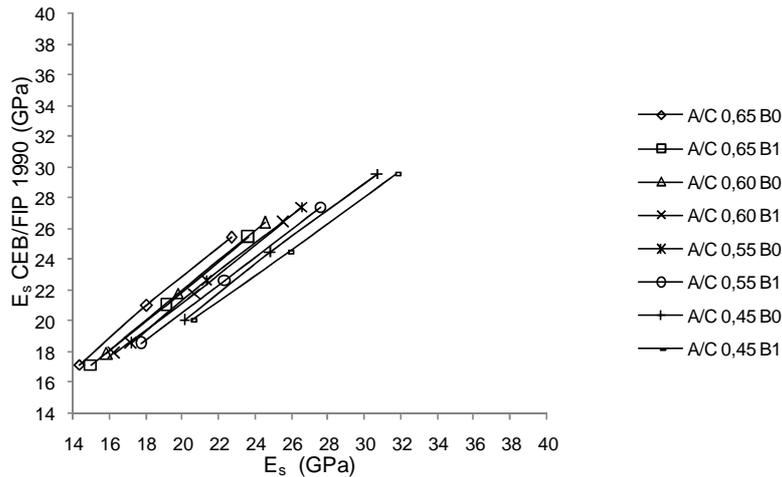


Gráfico 5.54 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade secante dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e os medidos nos ensaios de compressão.

Os gráficos anteriores mostram que existe uma relação entre os valores dos módulos secantes medidos e os estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

Os Gráficos 5.55, 5.56 e 5.57 apresentam as regressões lineares das relações entre os valores dos módulos de elasticidade secantes obtidos nos ensaios à compressão simples e os módulos de elasticidade secantes estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

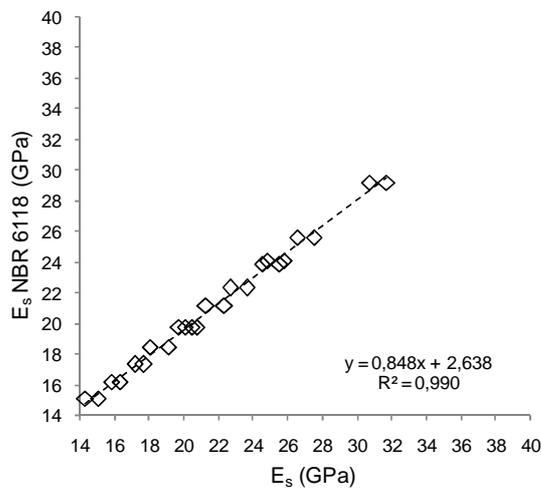


Gráfico 5.55 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade secante dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e os medidos nos ensaios de compressão.

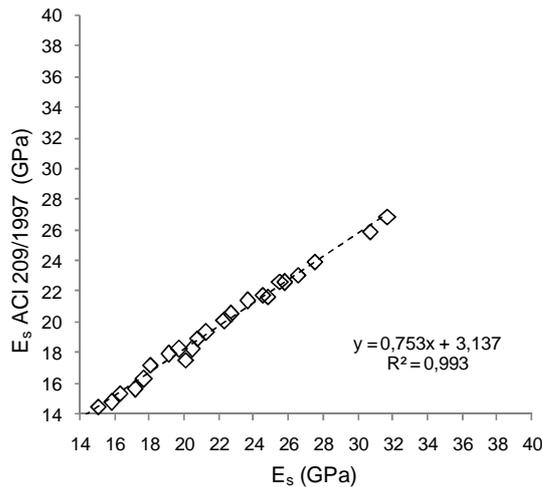


Gráfico 5.56 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade secante dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e os medidos nos ensaios de compressão.

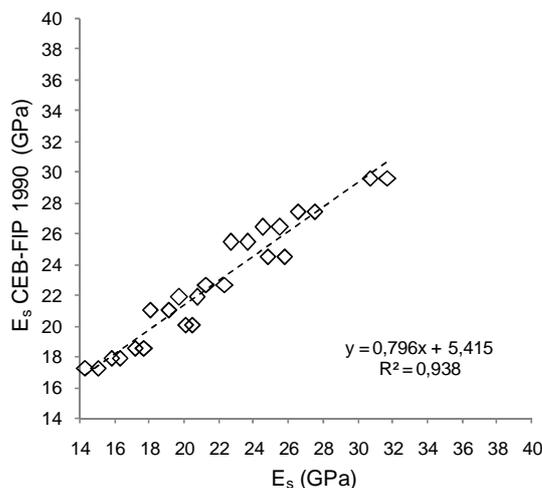


Gráfico 5.57 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade de secante dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e os medidos nos ensaios de compressão.

A qualidade da regressão linear é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e o seu valor é 0,990 para a relação envolvendo os módulos de elasticidade secante medidos e os estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003); 0,993 para as relações entre os módulos de elasticidade secante medidos e os estimado pela norma ACI 209R (ACI, 1997), e 0,938 para as relações entre os módulos de elasticidade secante medidos e os estimados pela norma CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

5.4.4 FREQUÊNCIA RESSONANTE

Os ensaios de frequência ressonante determinam os valores da frequência natural de vibração (F_r), alta frequência (F_h), baixa frequência (F_l) e o coeficiente de qualidade (Q). Para aferição e calibração do equipamento usado neste estudo, foram ensaiados barras de aço e alumínio, compostos de materiais homogêneos e isotrópicos, de diferentes tamanhos, diâmetros e formas. As influências dessas variáveis nos valores obtidos nos ensaios de frequência dos metais estão no Apêndice B. A seguir, os resultados e as

discussões dos ensaios de frequência dos concretos de cimento *Portland*, objeto deste estudo.

5.4.4.1 FREQUÊNCIA RESSONANTE EM CONCRETOS

Os resultados médios das frequências ressonantes (Fr), frequências altas (Fh), frequências baixas (Fl) e os coeficientes de qualidade (Q) dos concretos de cimento *Portland* encontram-se nas Tabelas 5.25 e 5.26.

Tabela 5.25 – Frequências dos concretos.

	Fr (Hz)	Fl (Hz)	Fh (Hz)	Fr (Hz)	Fl (Hz)	Fh (Hz)	Fr (Hz)	Fl (Hz)	Fh (Hz)
	3 dias			7 dias			28 dias		
A/C 0,65 B0	7551	7417	8029	8240	8162	8774	8953	8957	9569
A/C 0,60 B0	7747	7610	8225	8500	8419	9034	9254	9255	9870
A/C 0,55 B0	7989	7891	8509	8754	8692	9310	9559	9522	10140
A/C 0,45 B0	8469	8368	8989	9290	9225	9846	10130	10090	10711
A/C 0,65 B1	7855	7710	8307	8503	8413	9010	9195	9158	9755
A/C 0,60 B1	8055	7951	8548	8750	8676	9273	9467	9438	10035
A/C 0,55 B1	8267	8163	8760	8990	8916	9513	9745	9716	10313
A/C 0,45 B1	8720	8615	9213	9493	9418	10016	10303	10273	10871

Tabela 5.26 – Fator de qualidade dos concretos.

	Q		
	3 dias	7 dias	28 dias
A/C 0,65 B0	12,34	13,46	14,63
A/C 0,60 B0	12,60	13,82	15,05
A/C 0,55 B0	12,93	14,17	15,47
A/C 0,45 B0	13,64	14,96	16,31
A/C 0,65 B1	13,16	14,24	15,40
A/C 0,60 B1	13,49	14,66	15,86
A/C 0,55 B1	13,85	15,06	16,32
A/C 0,45 B1	14,58	15,87	17,23

Os gráficos obtidos com os resultados dos ensaios das frequências ressonantes (Fr), frequências altas (Fh), frequências baixas (Fl) e os coeficientes de qualidade (Q) estão nos Gráficos 5.58 a 5.66. As curvas de *Abrams* da frequência ressonante (Fr), alta frequência (Fh), baixa frequência (Fl) e o coeficiente de qualidade (Q) estão nos Gráficos 8.36 a 8.43, no Apêndice A.

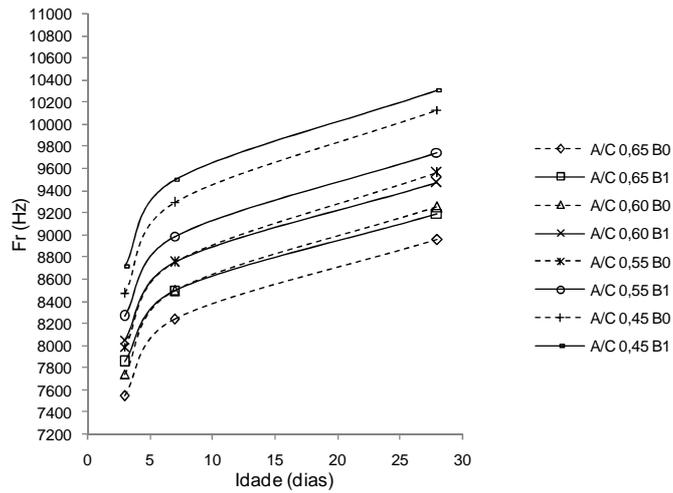


Gráfico 5.58 – Relação entre a frequência ressonante e a idade.

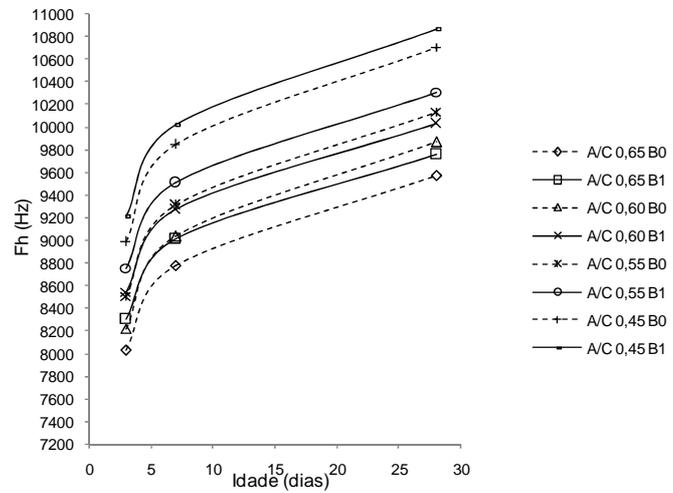


Gráfico 5.59 – Relação entre a alta frequência e a idade.

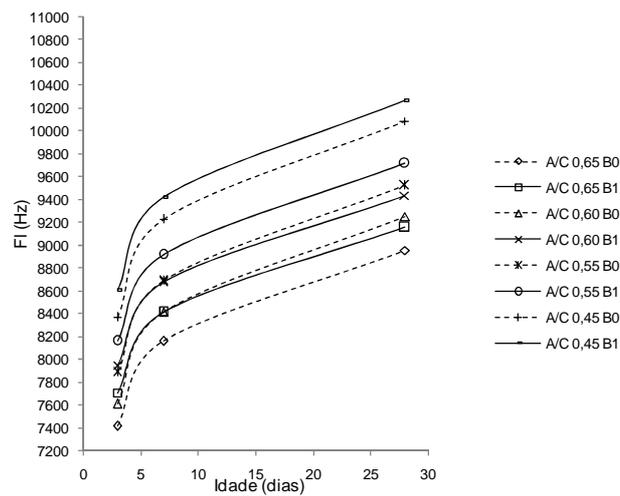


Gráfico 5.60 – Relação entre a baixa frequência e a idade.

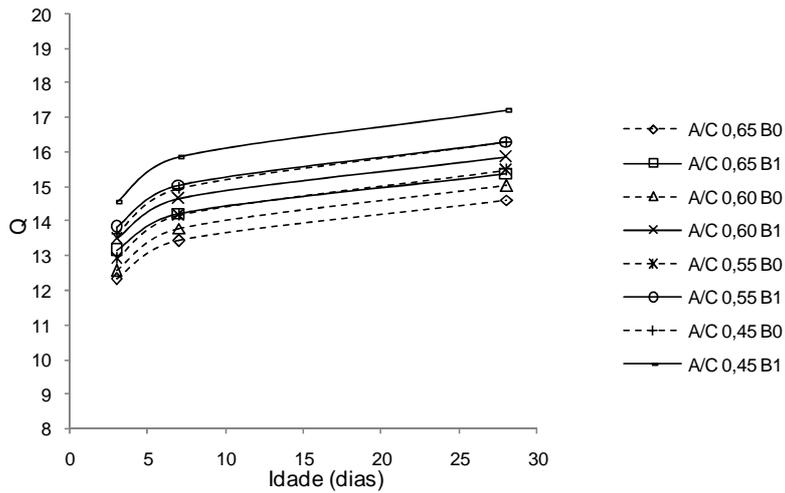


Gráfico 5.61 – Relação entre o coeficiente de qualidade e a idade.

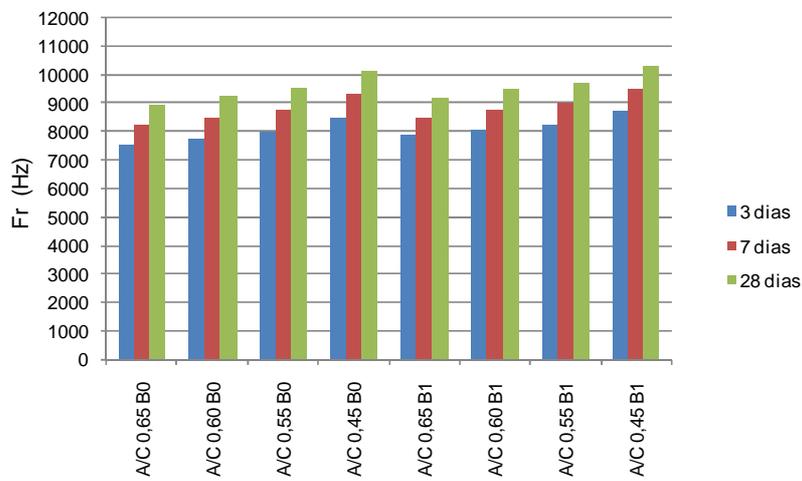


Gráfico 5.62 – Frequência ressonante.

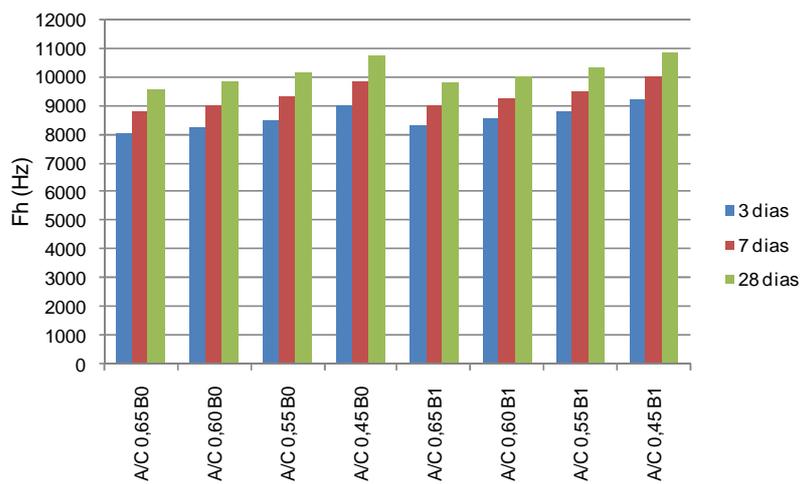


Gráfico 5.63 – Alta frequência.

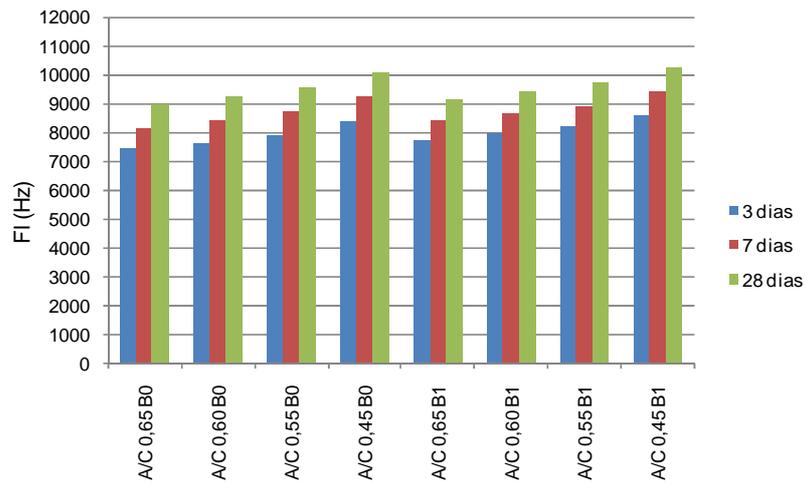


Gráfico 5.64 – Baixa frequência.

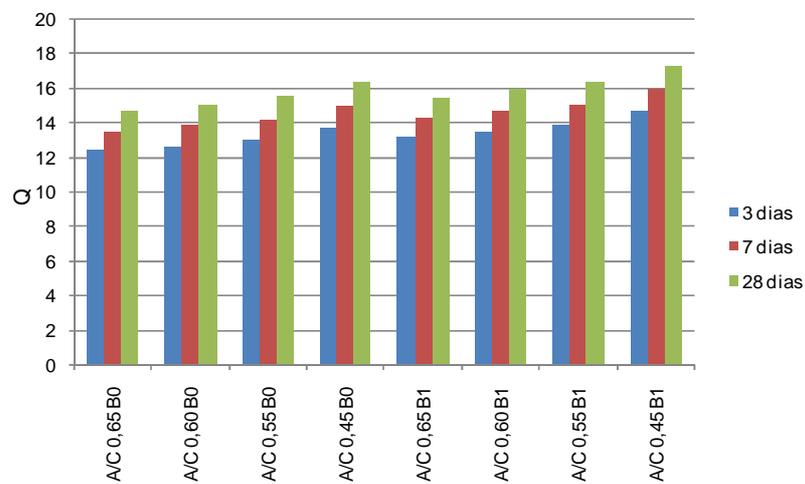


Gráfico 5.65 – Coeficiente de qualidade.

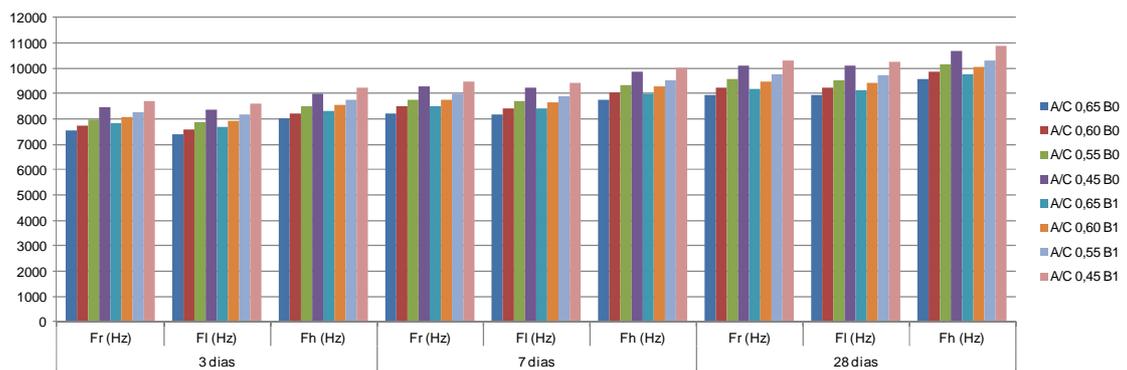


Gráfico 5.66 – Resultados dos valores medidos das frequências dos concretos.

O Gráfico 5.67 apresenta a relação entre a frequência ressonante e a massa específica dos concretos.

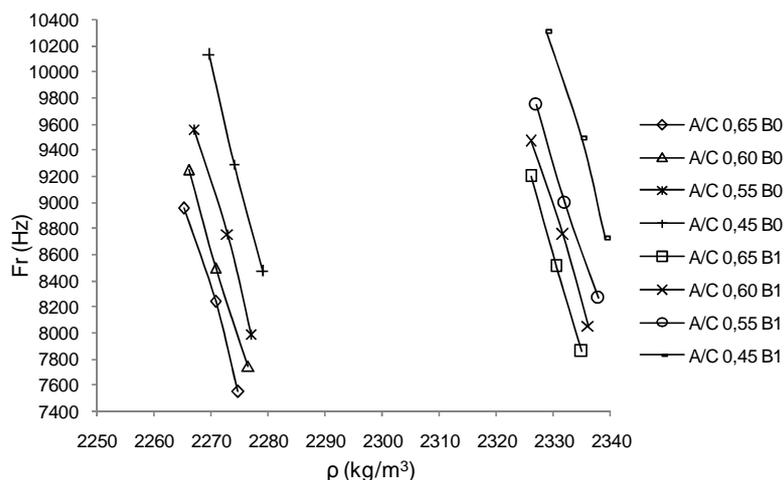


Gráfico 5.67 – Relação entre a frequência ressonante e a massa específica do concreto.

O aumento do percentual de agregados graúdos em função do aumento do diâmetro máximo indicou que a frequência ressonante (Fr), alta frequência (Fh), baixa frequência (F) e o coeficiente de qualidade (Q) aumentaram, como mostram os Gráficos 8.87 a 8.95, no Apêndice A, e no Gráfico 5.67. No entanto, a magnitude do efeito do tamanho dos agregados sobre a frequência ressonante (Fr) depende da relação água/cimento. Para a relação água/cimento de 0,45, o efeito do tamanho dos agregados no valor das frequências e do coeficiente de qualidade foi maior do que no fator água/cimento 0,65. Com o aumento da relação água/cimento, a influência do agregado tornou-se menos significativa.

Analisando os dados dos ensaios e fazendo uma analogia com o que diz a literatura, já que não foi feito os ensaios de microestrutura, a relação direta do aumento da dimensão máxima do agregado e a frequência ressonante dos concretos podem ser explicadas pelo fato de que quanto maior o tamanho do agregado, mais espessa será a lâmina de água sobre a sua superfície. Mas os concretos que contêm agregados maiores requerem menos água de amassamento do que os concretos que contêm agregados menores (Gráfico 5.6), além de exigir menor teor de argamassa no concreto (Gráfico 5.8). Os agregados grandes tendem a formar zonas de transição mais fracas, com mais microfissuras, e o efeito resultante variará com o fator água/cimento. Por isso, os vazios capilares são maiores na zona de transição do que na argamassa, elevando assim o valor da frequência ressonante do concreto.

O Gráfico 5.71 apresenta a relação entre a frequência ressonante e o consumo de cimento.

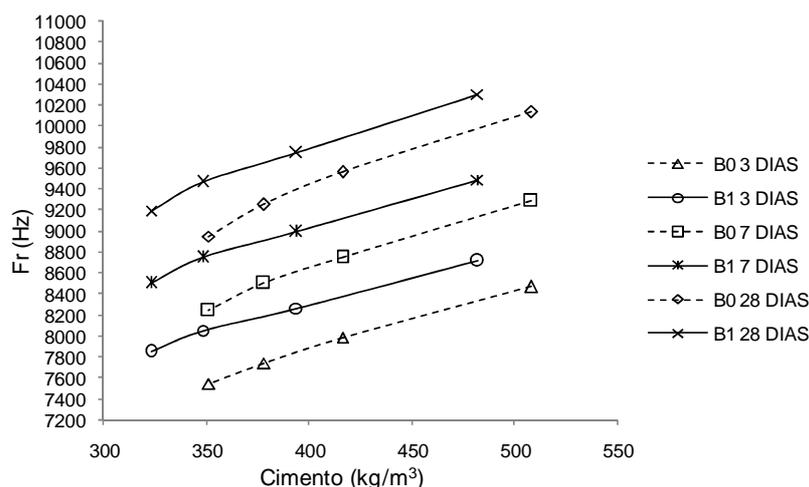


Gráfico 5.68 – Relação entre a frequência ressonante e o consumo de cimento.

Os Gráficos 5.58, 5.62, 5.66 e 5.68 mostram que, com o aumento do consumo de cimento, ouve uma pequena queda no valor da frequência ressonante para os concretos confeccionados com brita 0 e em relação aos concretos confeccionados com brita 1, que consome menos cimento e menos água de amassamento do que os concretos confeccionados com brita 0, para cada fator água/cimento. A frequência ressonante aumentou com a diminuição do fator água/cimento, com uma pequena vantagem para os concretos confeccionados com brita 1.

Outro fator importante que pode ter contribuído para aumento da frequência ressonante, e mostrado no Gráfico 5.8, é a diminuição do consumo de argamassa no traço do concreto com o aumento da dimensão máxima dos concretos. A argamassa de cimento é um material mais poroso com o aumento do fator água/cimento, contribuindo para uma menor frequência ressonante. Como há uma diminuição no consumo de argamassa com o aumento do diâmetro máximo, isso contribuiu para o aumento da frequência ressonante dos concretos confeccionados com brita 1. Com o aumento do consumo de argamassa, a frequência ressonante diminuiu para os concretos confeccionados com brita 0, como mostra o Gráfico 5.69.

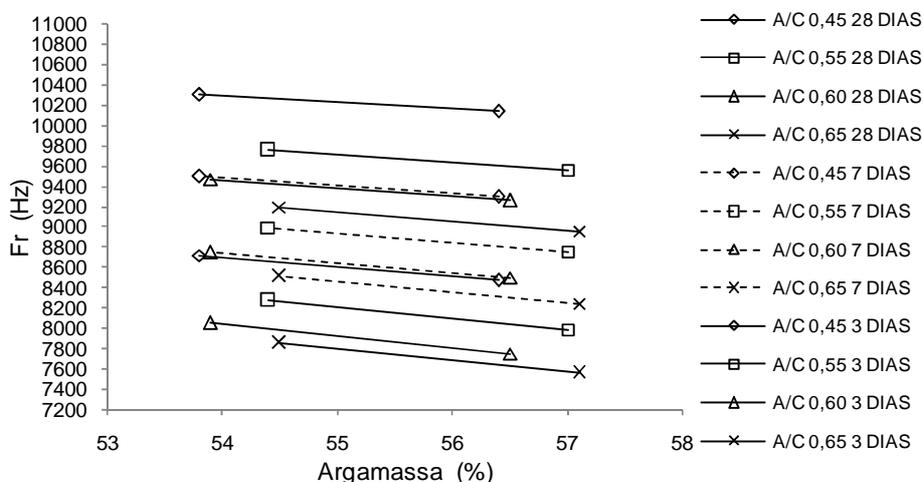


Gráfico 5.69 – Relação entre a frequência ressonante e o consumo de argamassa.

O efeito do fator água/cimento na frequência ressonante pode ser explicado pelo fato de que, com o seu aumento, aumentará o volume de vazios capilares e microfissuras na pasta de cimento e na zona de transição. As argamassas têm menos capacidade de transferência de frequências ressonantes comparadas com os agregados. O aumento dos vazios capilares e das microfissuras levam a uma maior “resistência” à transmissão da frequência ressonante pelo concreto, causando a diminuição do seu valor.

Já a influência do tempo de cura (3, 7 e 28 dias) na frequência ressonante é apresentada nos Gráficos 5.58 e 5.62. Estes números indicam que a frequência ressonante aumenta com a idade do concreto. No entanto, esse aumento foi mais rápido nos primeiros 7 dias e continuou mais lento até chegar aos 28 dias. O efeito do tempo de cura na frequência ressonante pode ser explicado pelo fato de que há uma relação inversa entre o volume de poros e a frequência ressonante. O volume de poros capilares (espaços não preenchidos pelos componentes sólidos da pasta de cimento hidratada) na pasta de cimento hidráulico decresce com o tempo, pois o grau de hidratação do cimento depende da duração da hidratação e cura do concreto. A hidratação é o processo durante o qual o espaço originalmente ocupado pelo cimento e pela água é preenchido gradualmente pelos produtos da hidratação.

O Gráfico 5.70 mostra as massa específica dos concretos confeccionados com brita 0 e brita 1, nas idades de 3, 7 e 28 dias.

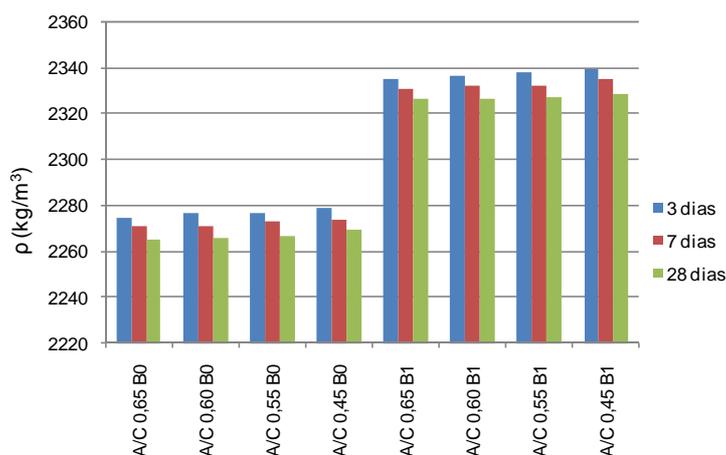


Gráfico 5.70 – Resultados dos valores das massas específicas medidas dos concretos.

Observa-se no Gráfico 5.70 que para cada concreto, as suas massa específica diminuem com a idade. São várias as causas para a perda de massa específica dos concretos, como os vazios capilares (espaço não ocupado pelo cimento ou produtos de hidratação), que ocorrem principalmente em concretos com alta relação água/cimento em idades iniciais de hidratação; perda contínua de água de uma pasta de cimento saturada com a redução da umidade relativa; perda de água capilar presente em grandes vazios, com o a água livre; perda de água adsorvida próxima à superfície do sólido, dentre outros fatores.

Portanto, as variações bem acentuadas das massas específicas do concreto fabricados com brita 0 e brita 1, mostradas no Gráfico 5.70, não afetaram significativamente os valores das frequências e dos coeficientes de qualidade (Q), mas a relação água/cimento, principalmente para os menores

fatores água/cimento. Com o aumento da relação água/cimento, a influência da massa específica tornou-se menos expressiva.

Os Gráficos 5.71 a 5.73 apresentam a relação entre as frequências ressonantes (F_r), frequências altas (F_h) e frequências baixas (F_l) e os seus respectivos fatores de qualidade. Nota-se que há uma relação direta entre eles, com retas distintas para os concretos produzidos com brita 0 e 1.

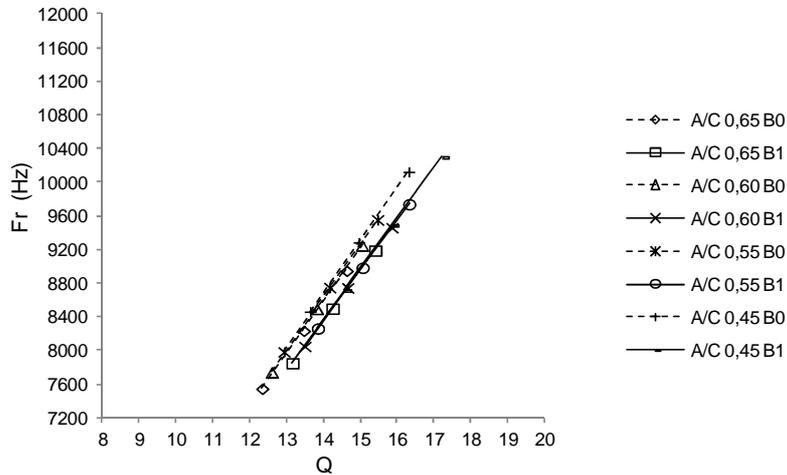


Gráfico 5.71 – Relação entre a frequência ressonante (F_r) e o fator de qualidade.

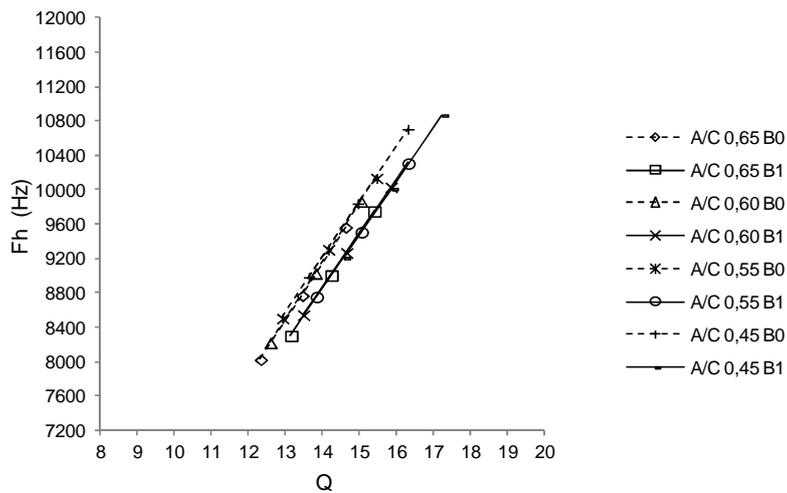
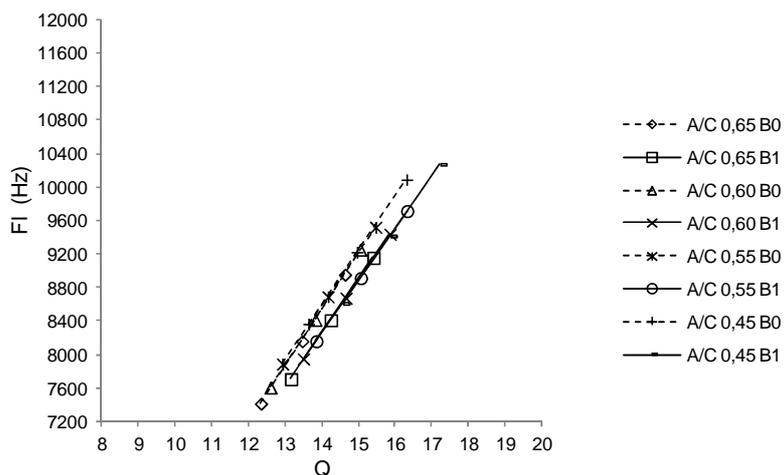
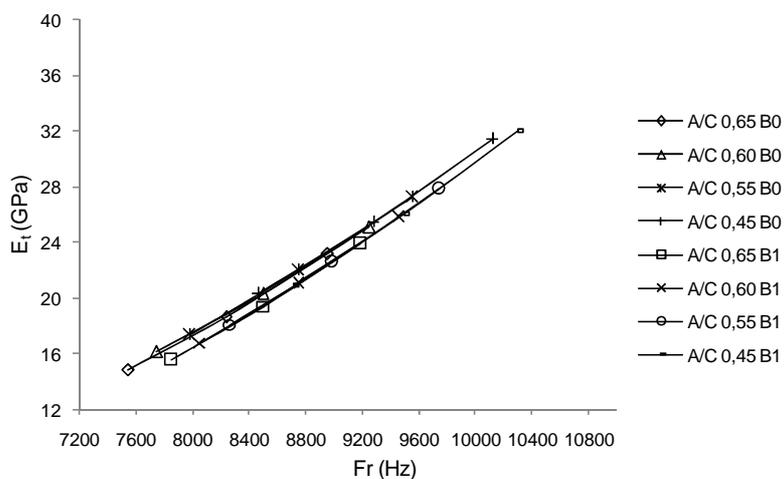
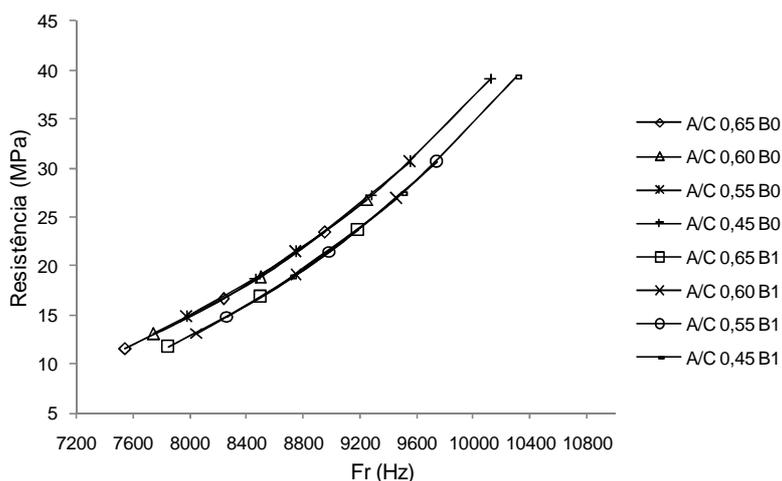


Gráfico 5.72 – Relação entre a alta frequência (F_h) e o fator de qualidade.



Os Gráficos 5.74, 5.75 e 5.76 apresentam a relação entre as resistências, módulos de elasticidade estáticos e secantes e a frequência ressonante dos concretos.



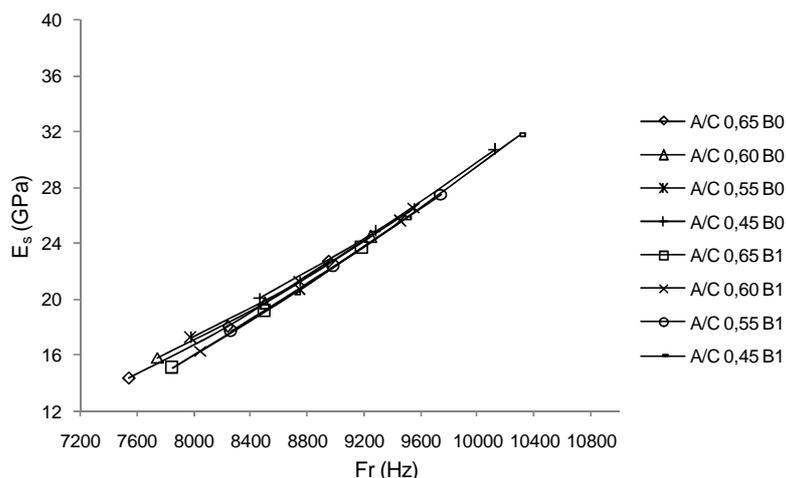


Gráfico 5.76 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e a frequência ressonante (Fr).

Os gráficos anteriores mostram que existe uma relação direta entre as principais propriedades mecânicas do concreto, como a resistência à compressão, módulo de elasticidade tangente e módulo de elasticidade secante, com as suas respectivas frequências ressonante (Fr). Em altas frequências, os limites superiores da curva vão se fechando, indicando que os valores da relação entre a frequência ressonante e as outras propriedades do concreto variam menos.

Já os Gráficos 5.77, 5.78 e 5.79 apresentam as regressões lineares da relação entre os valores das resistências, módulos de elasticidade tangentes e secantes, e as suas respectivas frequências ressonantes.

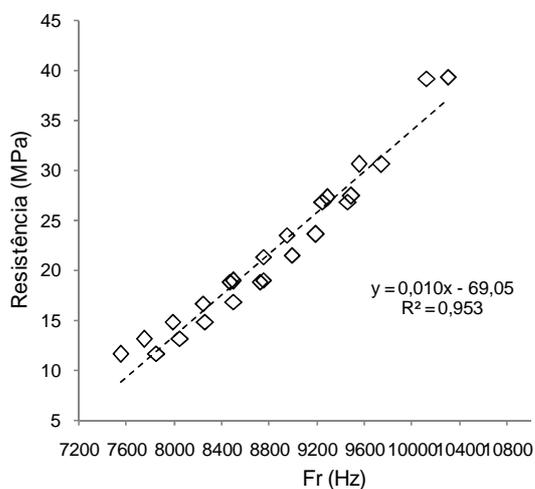


Gráfico 5.77 – Regressão linear da relação entre os valores da resistência e a frequência ressonante dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

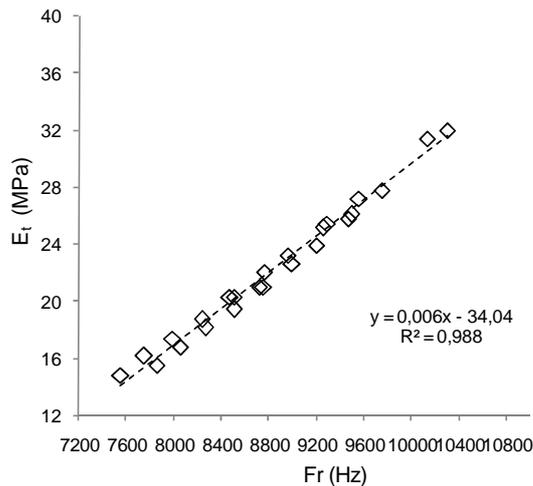


Gráfico 5.78 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente e a frequência ressonante dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

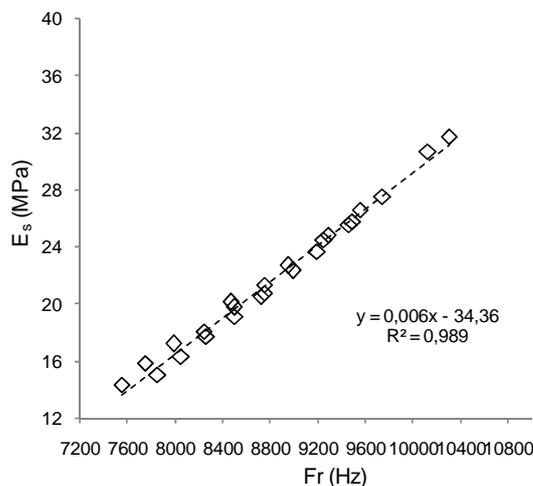


Gráfico 5.79 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade secante e a frequência ressonante dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

Como mostram os gráficos anteriores, a qualidade da regressão linear é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e o seu valor é 0,953 para a relação envolvendo a resistências e a frequência ressonante; 0,988 para a relação entre os módulos de elasticidade tangente e a frequência ressonante, e 0,989 para a relação entre os módulos de elasticidade secante e a frequência ressonante, tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

5.4.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO

As equações (3.62), (3.64) e (3.66) estimam os módulos de elasticidade dinâmico longitudinal dos corpos-de-prova de forma circular e quadrado, através da frequência ressonante e massa específica das amostras, dentre outras variáveis. Para aferição e calibração do equipamento usado nesta pesquisa, estimou-se o módulo de elasticidade dinâmico dos metais usando as equações citadas acima. Os resultados e discussões dos módulos de elasticidade dinâmico dos metais estão no Apêndice B. A seguir, os resultados e discussões dos valores do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos de cimento *Portland*, expresso em GPa.

5.4.5.1 MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM CONCRETOS

Os valores dos resultados dos ensaios de módulos de elasticidade dinâmicos dos concretos, estimados através das equações (3.62) e (3.64) encontram-se na Tabela 5.27.

Tabela 5.27 – Módulo de elasticidade dinâmico dos concretos.

	E_d (GPa)		
	3 dias	7 dias	28 dias
A/C 0,65 B0	20,75	24,67	29,05
A/C 0,60 B0	21,86	26,25	31,05
A/C 0,55 B0	23,25	27,87	33,14
A/C 0,45 B0	26,15	31,40	37,27
A/C 0,65 B1	23,05	26,96	31,47
A/C 0,60 B1	24,25	28,56	33,35
A/C 0,55 B1	25,56	30,16	35,36
A/C 0,45 B1	28,46	33,67	39,55

As curvas de *Abrams* dos módulos de elasticidade dinâmico estão nos Gráficos 8.44 e 8.45, no Apêndice A. As curvas de *Abrams* dos módulos de elasticidade tangente, secante e dinâmico, relacionados com os valores estimados pelas normas americana, brasileira e europeia, estão nos Gráficos 8.18 a 8.23, e nos Gráficos 8.30 a 8.35, do Apêndice A. Os Gráficos 5.80 e 5.81 mostram a evolução do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos com a idade, em dias.

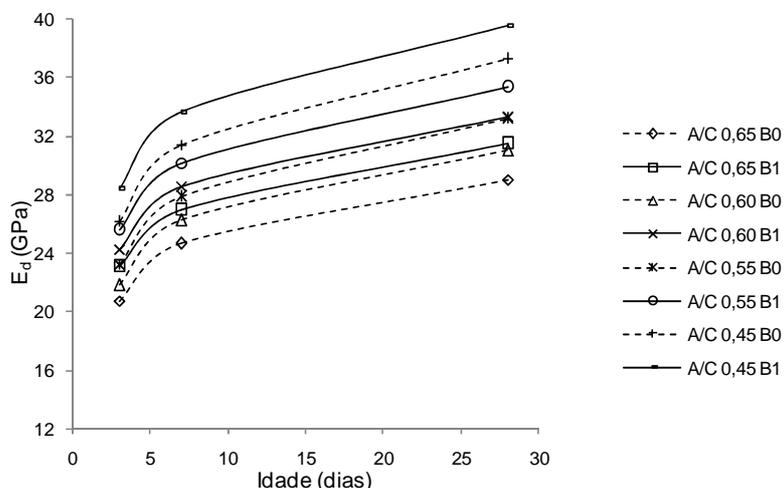


Gráfico 5.80 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a idade do concreto.

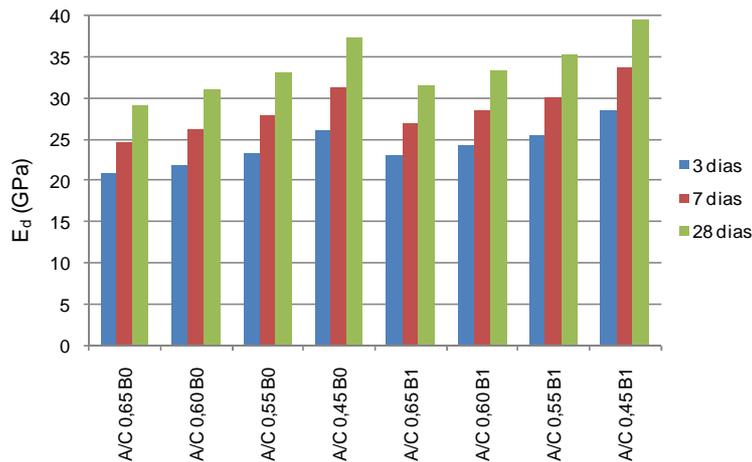


Gráfico 5.81 – Módulo de elasticidade dinâmico.

Ao se comparar os valores estimados dos módulos de elasticidade dinâmico dos concretos confeccionados com brita 0 e brita 1, aos 3, 7 e 28 dias, com os módulos tangente, mostrados nos Gráficos 8.18 a 8.23, e secante, mostrados nos Gráficos 8.30 a 8.35, no Apêndice A, o módulo de elasticidade dinâmico é maior e se aproxima mais dos valores do módulo de elasticidade tangente determinado no ensaio estático, sendo portanto, bem maior que o módulo de elasticidade secante. Leonhardt (2008) explica que na propagação das ondas, o nível de tensão gerado é pequeno e não se desenvolve em todo o corpo, de modo que a deformação é pequena, ao contrário do módulo de elasticidade estático, que mede a deformação real causada pela tensão aplicada no concreto. Por isso, o módulo de elasticidade dinâmico é maior do que o módulo de elasticidade estático.

Os Gráficos 8.96 a 8.98, no Apêndice A, mostram a evolução do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos com o aumento do diâmetro máximo dos seus agregados. Os Gráficos 5.80 e 5.81 mostram que o módulo de elasticidade dinâmico é maior para os concretos confeccionados com brita 1 em comparação aos concretos confeccionados com brita 0, devido à massa específica do concreto produzido com brita 1 ser maior do que o concreto produzido com brita 0, como mostra o Gráfico 5.70. As equações que estimam o módulo de elasticidade dinâmico estão em função da frequência ressonante, massa específica do concreto e comprimento da amostra. O comprimento das amostras é igual para todos os corpos-de-prova executados. A frequência ressonante não variou proporcionalmente com a massa específica do concreto, mas com a relação água/cimento, como mostram os Gráficos 5.62 e 5.70. Já o módulo de elasticidade dinâmico de cada fator água/cimento variou proporcionalmente com a massa específica dos concretos, onde o módulo dinâmico do concreto fabricado com brita 1 é bem maior do que o módulo dinâmico do concreto fabricado com brita 0, que tem a massa específica menor do concreto com brita 1, como mostram os Gráficos 5.70 e 5.81. Então, conclui-se que o módulo de elasticidade do concreto tem influência direta de sua massa específica, e sua evolução segue a mesma tendência de suas massas específicas, para cada relação água/cimento e idade. O Gráfico 5.82 mostra a relação entre o módulo de elasticidade e a massa específica do concreto.

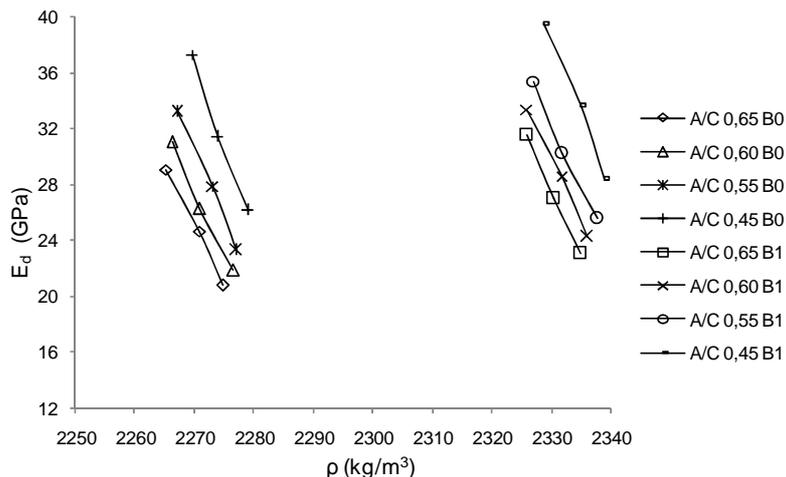


Gráfico 5.82 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a massa específica do concreto.

Os fatores que influem nos resultados do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos, como o consumo de cimento e argamassa, mostrados nos Gráficos 5.83 e 5.84, contribuem para o módulo dinâmico da mesma forma que contribuem pra o módulo estático.

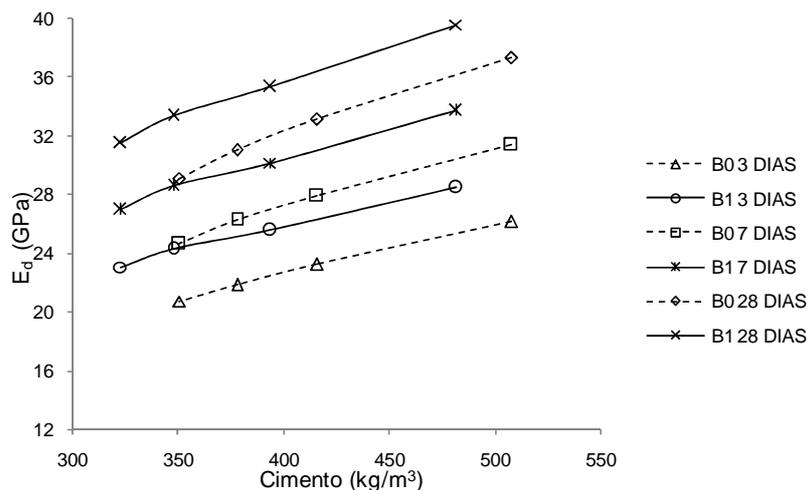


Gráfico 5.83 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e o consumo de cimento.

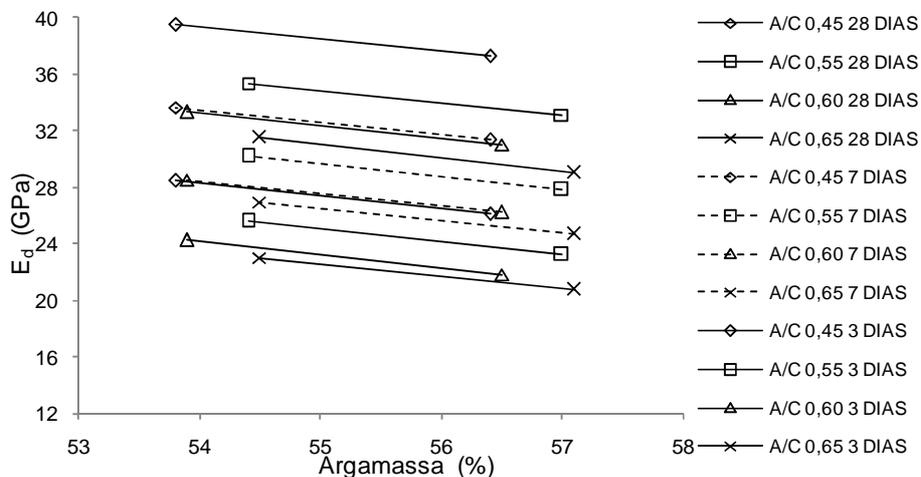


Gráfico 5.84 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e o consumo de argamassa.

Existe uma relação entre os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos e os valores dos módulos de elasticidade tangente estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), como mostram os Gráficos 5.85 a 5.87, assim como os Gráficos 8.18 a 8.23 e os Gráficos 8.30 a 8.35, no Apêndice A.

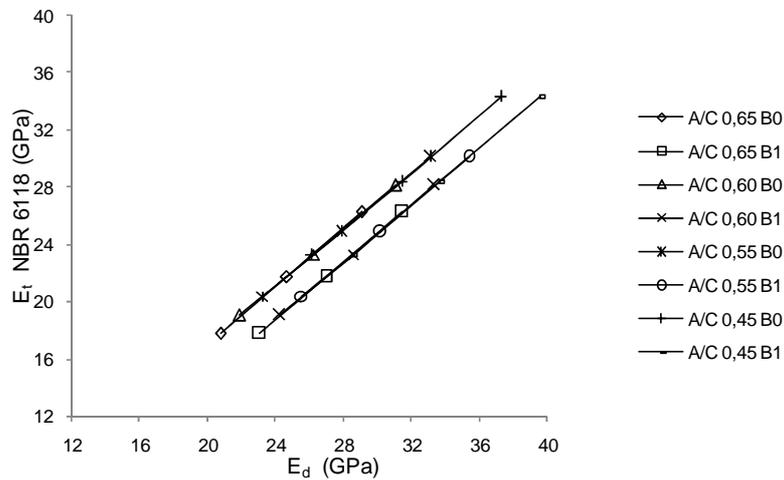


Gráfico 5.85 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e o módulo de elasticidade dinâmico medido.

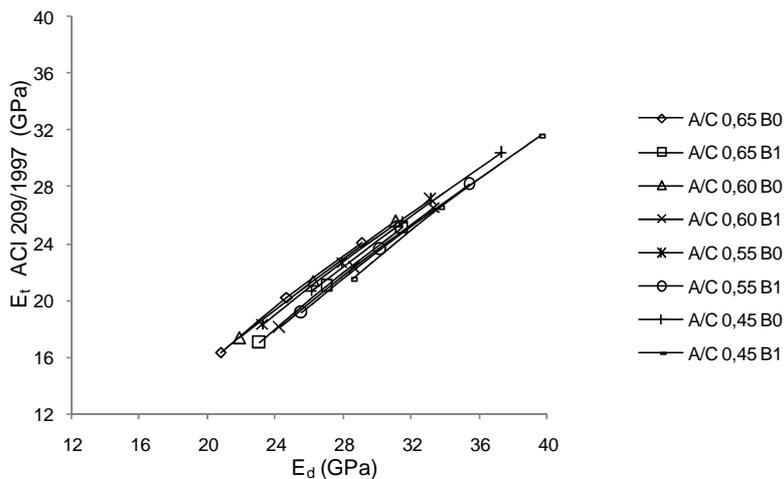


Gráfico 5.86 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e o módulo de elasticidade dinâmico medido.

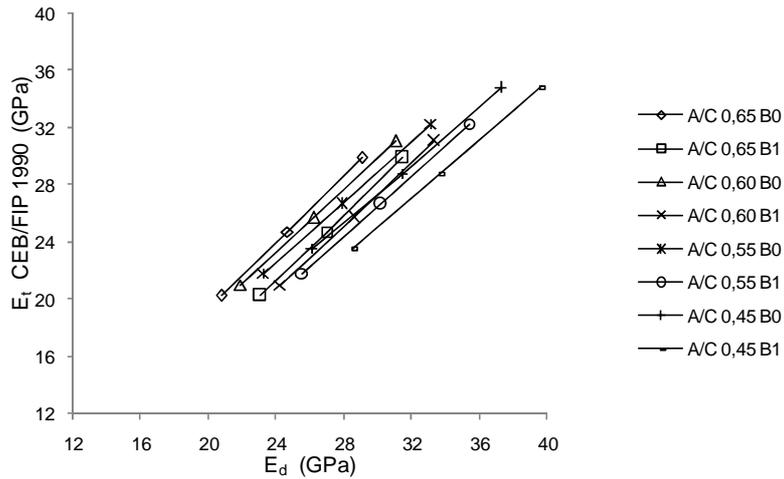


Gráfico 5.87 – Relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e o módulo de elasticidade dinâmico medido.

Os Gráficos 5.88, 5.89 e 5.90 apresentam a relação entre os valores dos módulos de elasticidade tangentes estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), e os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos estimados através da frequência ressonante.

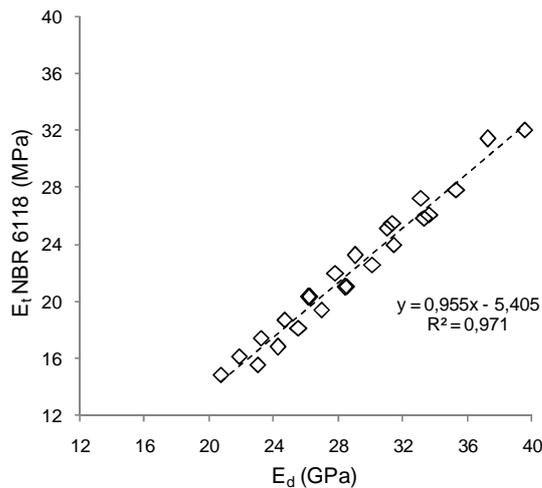


Gráfico 5.88 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e o módulo de elasticidade dinâmico medido dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

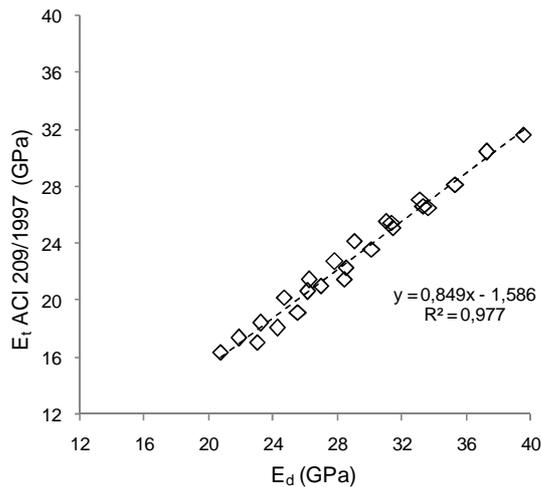


Gráfico 5.89 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) e o módulo de elasticidade dinâmico medido dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

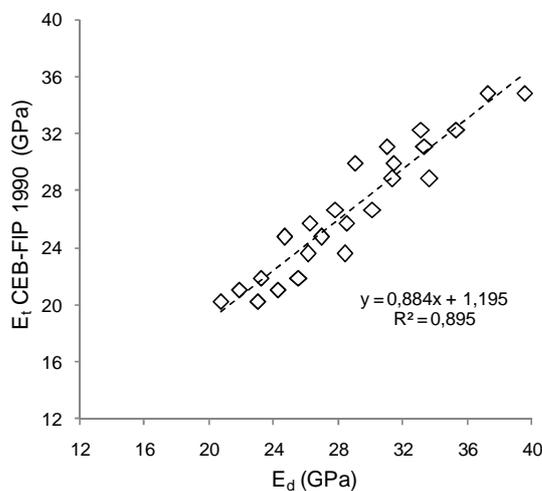


Gráfico 5.90 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente dos concretos estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e o módulo de elasticidade dinâmico medido dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

A qualidade da regressão linear é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e o seu valor é 0,971 para a relação envolvendo o módulo de elasticidade tangente estimado pela NBR 6118 (ABNT, 2003) e o módulo de elasticidade dinâmico; 0,977 para a relação entre módulo de elasticidade tangente estimado pela ACI 209R (ACI, 1997) e o módulo de elasticidade dinâmico, e 0,895 para a relação entre módulo de elasticidade tangente estimado pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e o módulo de elasticidade dinâmico, tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

5.4.6 RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E O MÓDULO DE ELASTICIDADE

A resistência à compressão é uma propriedade dos materiais muito importante na concepção e construção de estruturas de concreto. Utilizando a resistência à compressão, equações de normas de projetos estimam muitas propriedades dos materiais, como fluência, retração, resistência à tração etc.

No concreto, a relação direta entre a resistência e o módulo de elasticidade advém do fato que ambos são afetados pela porosidade das fases constituintes do concreto, porém não do mesmo grau. Assim, é importante investigar a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade dos concretos deste estudo.

Com diferentes dosagens de concreto de resistência variável, descobriu-se que, em idades mais avançadas, o módulo de elasticidade aumentava com uma taxa mais alta do que a resistência à compressão, devido os efeitos benéficos da melhoria da massa específica da zona de transição na interface, resultante da lenta interação química entre a pasta de cimento e o agregado, mais pronunciada para a relação tensão-deformação do que para a resistência à compressão do concreto (Mehta e Monteiro, 2008).

O módulo de elasticidade do agregado constitui um dos fatores que determina a resistência do concreto, e o aumento da resistência geral do concreto aumenta com o aumento do módulo de elasticidade do agregado. A relação entre a resistência do concreto e módulo de elasticidade do agregado pode ser explicado pelo efeito da rigidez do agregado sobre a distribuição da carga no concreto. Segundo Mehta e Monteiro (2008), a resistência à compressão do concreto aumenta quando a matriz da pasta de cimento determina a sua resistência, entretanto o módulo de elasticidade é reduzido. Em concreto comum em que o agregado é significativamente mais resistente do que a pasta, a resistência é determinada principalmente pela resistência da pasta. Por isso, o decréscimo da resistência com a fratura da matriz da pasta de cimento diminui a resistência do concreto. A esse respeito nota-se que as diferentes resistências são devidas as diferenças nas resistências do agregado e no seu módulo de elasticidade.

O Gráfico 5.91 mostra a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade tangente estimados pelas equações (3.72) e (3.76) da NBR 6118 (ABNT, 2003) ao longo do tempo. Como as equações da norma brasileira de resistência e módulo de elasticidade estão em função da resistência característica do concreto (f_{ck}), e na dosagem do concreto foi definido que o f_{ck} seria igual para os mesmos fatores água/cimento, tanto para concretos confeccionados com brita 0 e brita 1, o gráfico mostra que as curvas do concreto produzidos com brita 0 e brita 1 se coincidem.

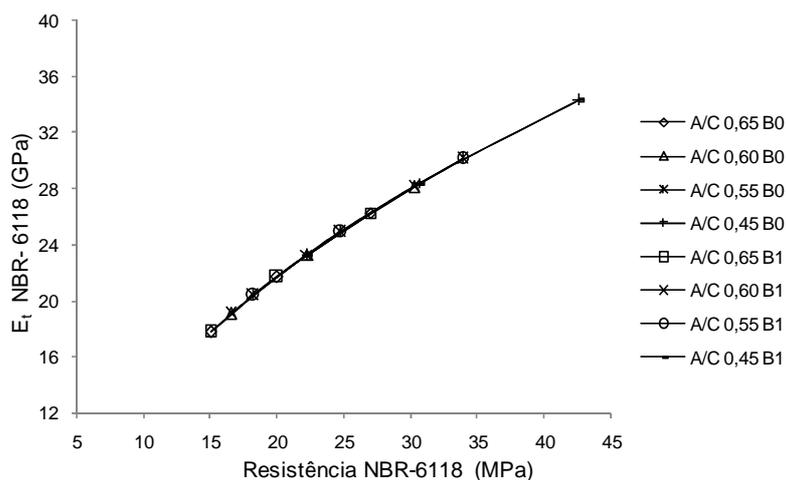


Gráfico 5.91 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente e a resistência estimada pela equação empírica da NBR 6118 (NBR, 2003).

O Gráfico 5.92 mostra a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade tangente estimados pelas equações (3.73) e (3.77) da ACI 209R (ACI, 1997) ao longo do tempo. As equações da resistência e módulo de elasticidade estão em função da resistência à compressão (f_{cm}). A equação do módulo de elasticidade tangente considera, além da f_{cm} , a massa específica do concreto, o que leva a distinção no Gráfico 5.92, das curvas dos concretos confeccionados com brita 0 e 1, de massa específica diferentes.

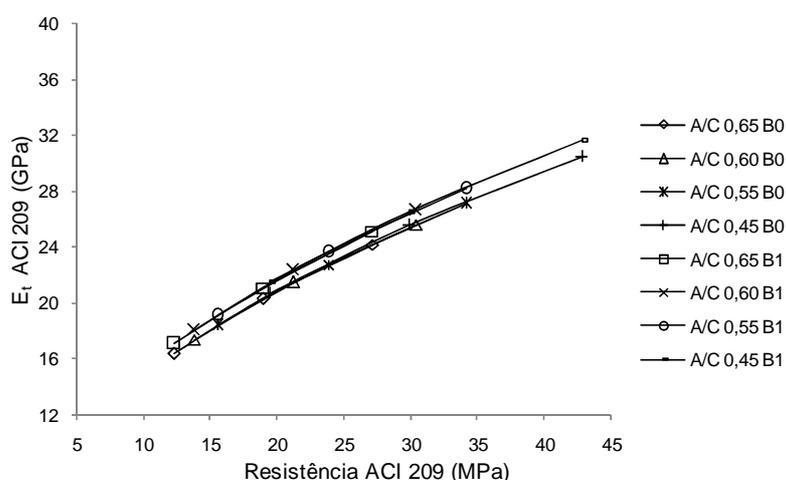


Gráfico 5.92 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente e a resistência estimada pela equação empírica da ACI 209R (ACI, 1997).

O Gráfico 5.93 mostra a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade tangente estimados pelas equações (3.79) e (3.84) da CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) ao longo do tempo. As equações da norma europeia de resistência e módulo de elasticidade estão em função da resistência à compressão do concreto (f_{cm}), e o Gráfico 5.93 mostra que o aumento da resistência à compressão cresce mais do que o módulo de elasticidade tangente, para os mesmos fatores água/cimento e idades, tanto para concretos confeccionados com brita 0 e brita 1.

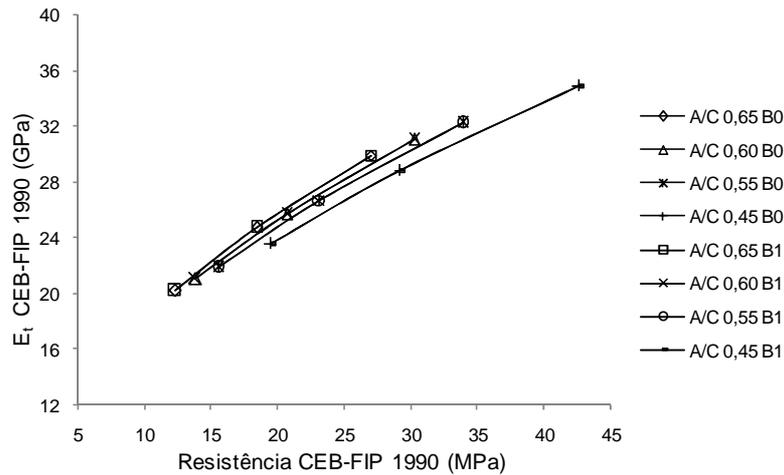


Gráfico 5.93 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente e a resistência estimada pela equação empírica da CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

O Gráfico 5.94 mostra a relação entre a resistência à compressão e o módulo de elasticidade tangente medidos nos ensaios. O comportamento do gráfico segue as mesmas tendências do Gráfico 5.92 com os valores estimados pela norma ACI 209R (ACI, 1997), onde as curvas são distintas para os concretos confeccionados com brita 0 e 1.

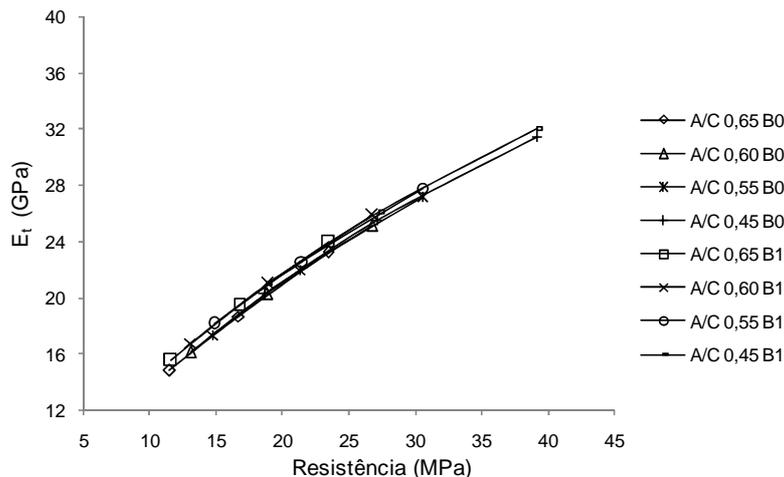


Gráfico 5.94 – Relação entre o módulo de elasticidade tangente e a resistência medida.

Para os Gráficos 5.95 a 5.98 que relacionam a resistência à compressão e o módulo de elasticidade secante, tanto para os estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), quanto para os medidos, as análises são análogas às feitas para os Gráficos 5.91 a 5.94, que relacionam a resistência à compressão e o módulo de elasticidade tangente. A diferença principal entre os gráficos é que o módulo de elasticidade secante é 15% menor do que o módulo de elasticidade tangente, o que leva o crescimento da resistência à compressão ser maior do que o módulo de elasticidade secante, comparando com os gráficos que relacionam a resistência à compressão com o módulo de elasticidade tangente.

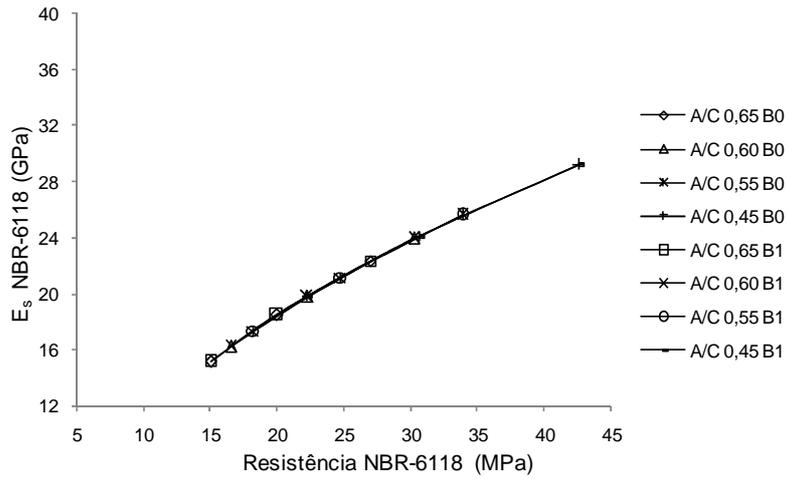


Gráfico 5.95 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e a resistência estimada pela equação empírica da NBR 6118 (NBR, 2003).

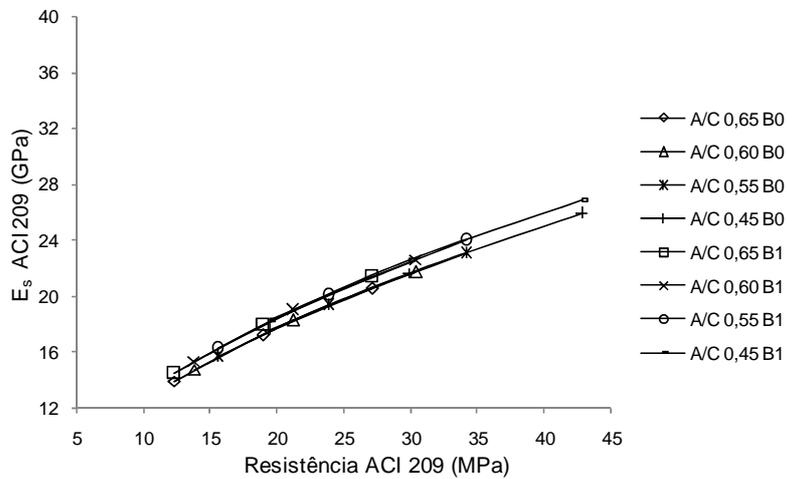


Gráfico 5.96 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e a resistência estimada pela equação empírica da ACI 209R (ACI, 1997).

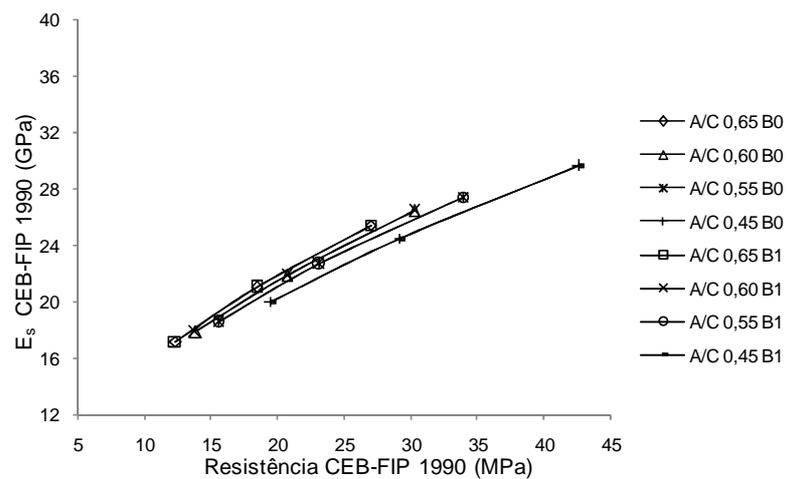


Gráfico 5.97 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e a resistência estimada pela equação empírica da CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

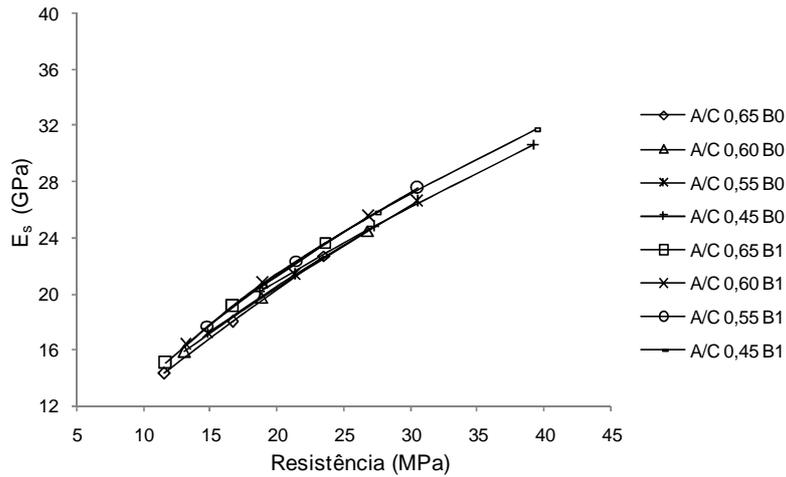


Gráfico 5.98 – Relação entre o módulo de elasticidade secante e a resistência medida.

Os Gráficos 5.99 a 5.102 relacionam a resistência à compressão estimada pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) e o módulo de elasticidade dinâmico, estimado pelas equações (3.62), (3.64) e (3.66). O Gráfico 5.102 que relaciona o módulo de elasticidade dinâmico com a resistência à compressão medida, estimado pelas equações citadas acima, em função da frequência ressonante, tem uma relação direta com o Gráfico 5.99 estimado pelas equações da norma NBR 6118 (ABNT, 2003), do que com os Gráficos 5.100 e 5.101 estimados pelas equações das normas ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

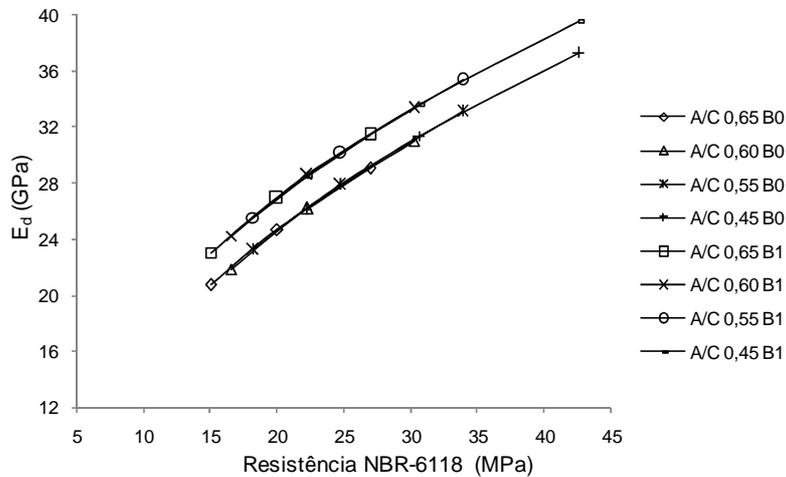


Gráfico 5.99 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência estimada pela NBR 6118 (NBR, 2003).

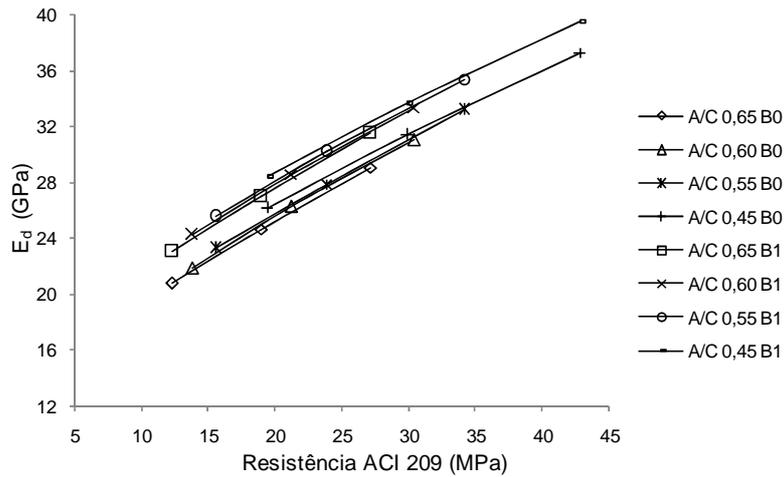


Gráfico 5.100 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência estimada pela ACI 209R (ACI, 1997).

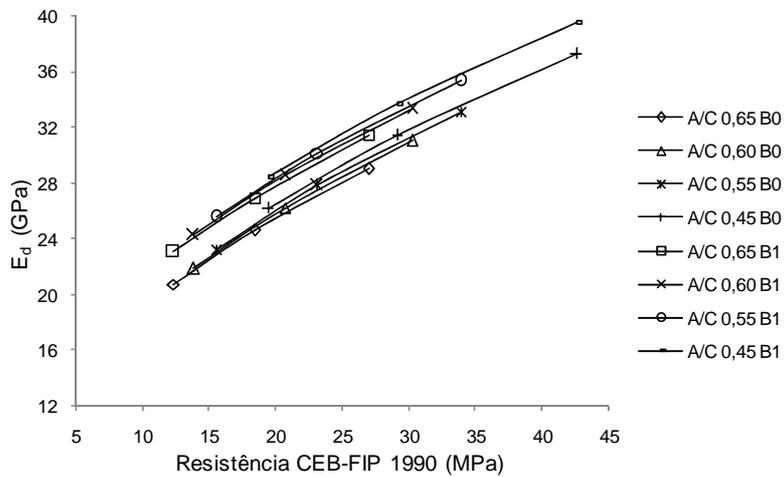


Gráfico 5.101 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência estimada pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

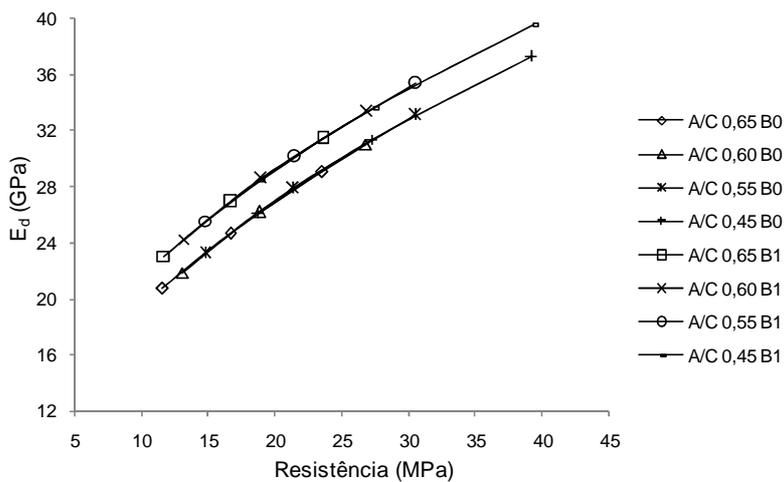


Gráfico 5.102 – Relação entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência medida.

Os Gráficos 5.103 a 5.106 trazem a relação entre os valores dos módulos de elasticidade tangentes e os valores da resistência mecânica,

medidos e estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

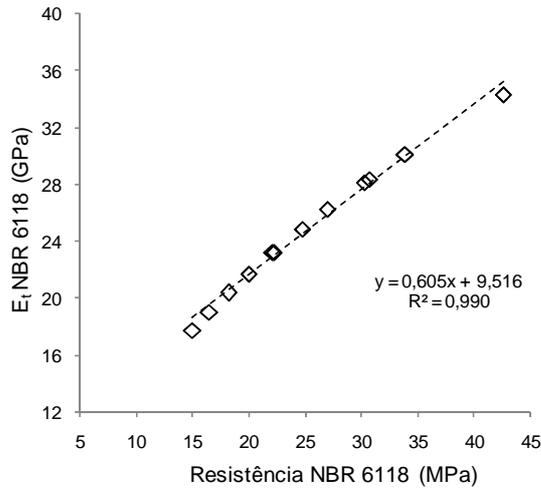


Gráfico 5.103 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica estimados pela NBR 6118 (NBR, 2003) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

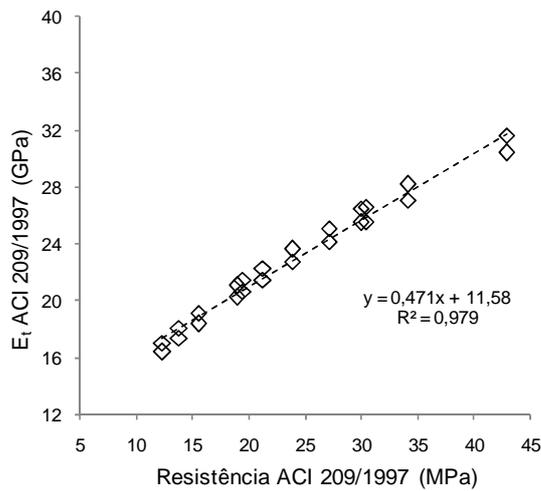


Gráfico 5.104 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

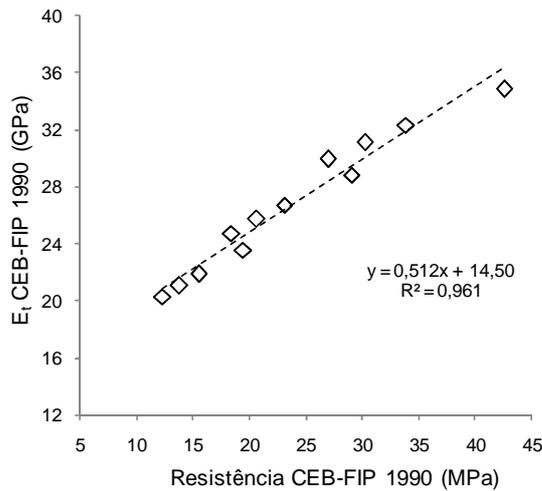


Gráfico 5.105 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

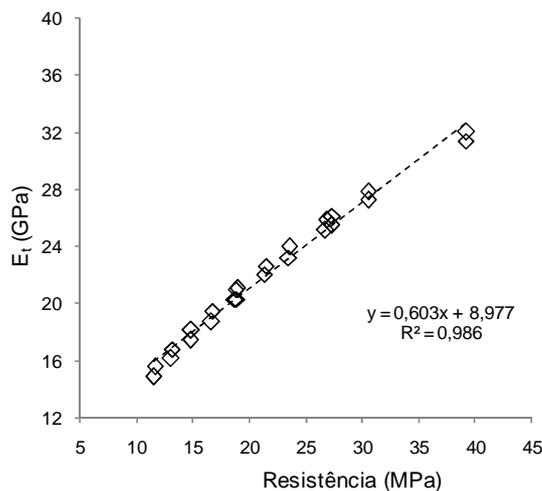


Gráfico 5.106 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica medidos dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

A qualidade da regressão linear entre os módulos tangentes e os valores das resistências à compressão estimadas pelas normas técnicas é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e o seu valor é 0,990 para a relação envolvendo o módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003); 0,979 para a relação entre módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica estimados pela ACI 209R (ACI, 1997); 0,961 para a relação entre módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), e 0,986 para a relação entre módulo de elasticidade tangente e a resistência mecânica medidos, tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

Os Gráficos 5.107 a 5.110 trazem a relação entre os valores dos módulos de elasticidade secantes e os valores da resistência mecânica, medidos e estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

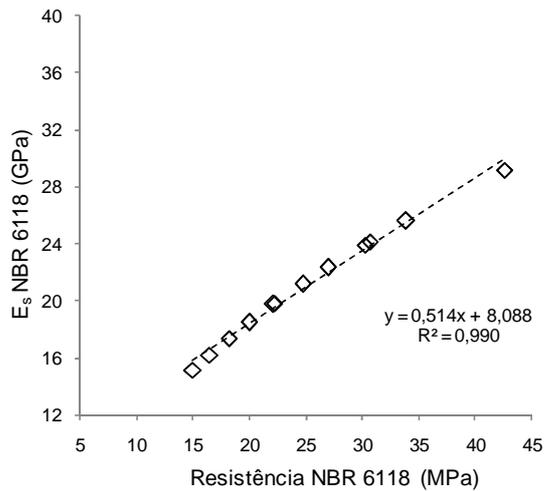


Gráfico 5.107 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica estimados pela NBR 6118 (NBR, 2003) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

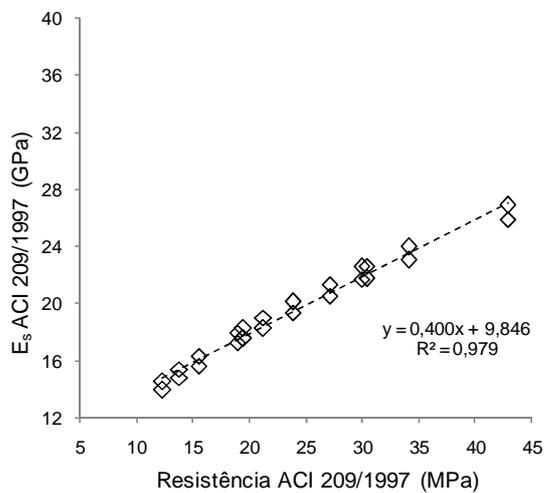


Gráfico 5.108 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica estimados pela ACI 209R (ACI, 1997) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

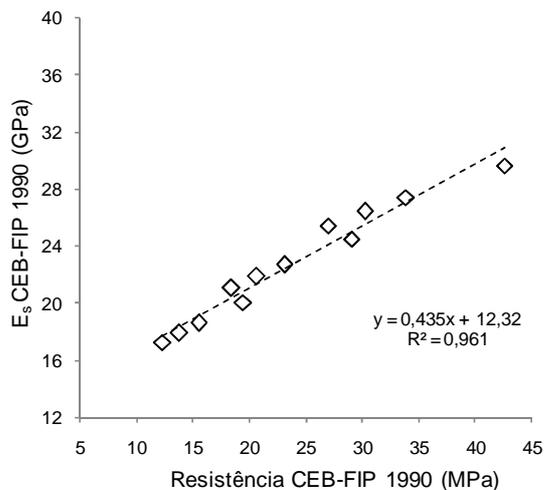


Gráfico 5.109 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

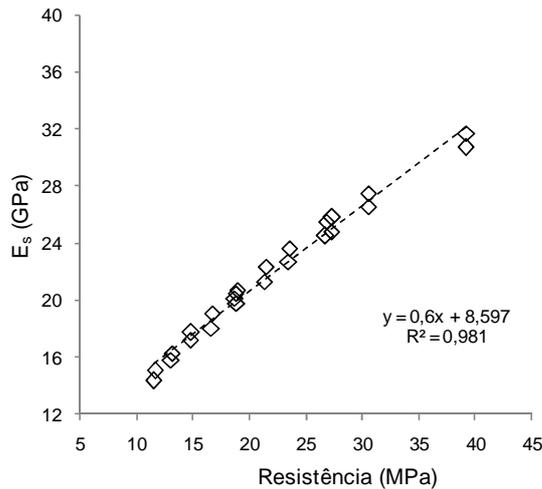


Gráfico 5.110 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica medidos dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

A qualidade da regressão linear entre os módulos secantes e os valores das resistências à compressão estimadas pelas normas técnicas é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e o seu valor é 0,990 para a relação envolvendo o módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica estimados pela NBR 6118 (ABNT, 2003); 0,979 para a relação entre módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica estimados pela ACI 209R (ACI, 1997); 0,961 para a relação entre módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica estimados pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), e 0,981 para a relação entre módulo de elasticidade secante e a resistência mecânica medidos, tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

Os Gráficos 5.111 a 5.114 trazem a relação entre os valores dos módulos de elasticidade dinâmicos estimados pelas frequências ressonantes, e os valores da resistência mecânica, medidos e estimados pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2003), ACI 209R (ACI, 1997) e CEB-FIP 1990 (CEB, 1993).

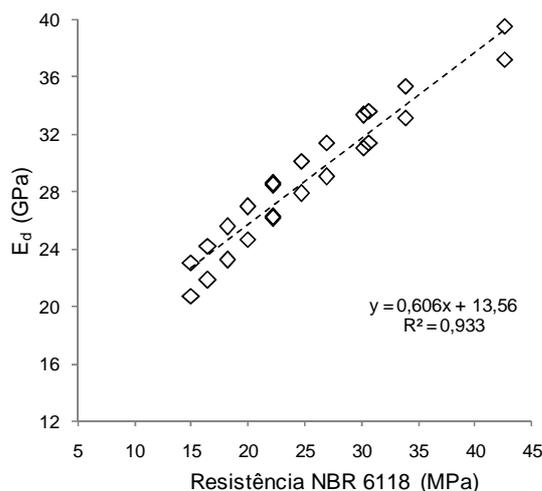


Gráfico 5.111 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade dinâmico e a resistência mecânica estimada pela NBR 6118 (NBR, 2003) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

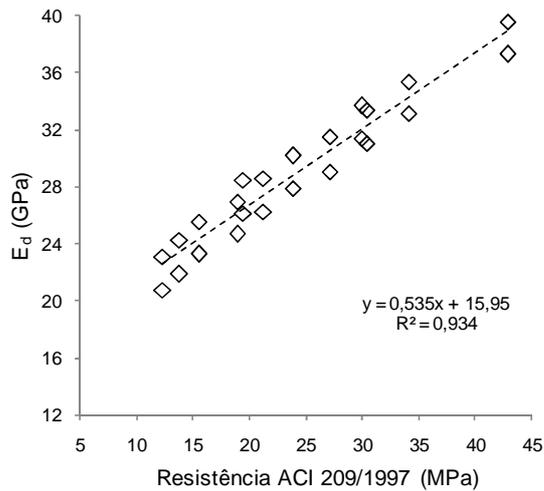


Gráfico 5.112 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade dinâmico e a resistência mecânica estimada pela ACI 209R (ACI, 1997) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

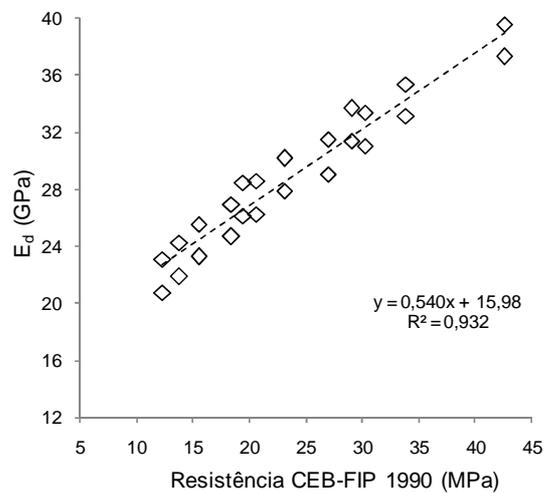


Gráfico 5.113 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade dinâmico e a resistência mecânica estimada pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993) dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

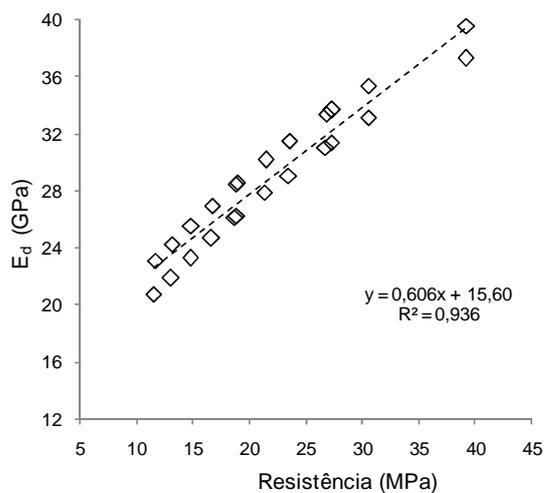


Gráfico 5.114 – Regressão linear da relação entre os valores do módulo de elasticidade dinâmico e a resistência mecânica medidos dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

A qualidade da regressão linear entre os módulos dinâmicos e os valores das resistências à compressão estimadas pelas normas técnicas é verificada pelo coeficiente de determinação (R^2), e o seu valor é 0,933 para a relação envolvendo o módulo de elasticidade dinâmico estimado pela frequência ressonante, e a resistência mecânica estimada pela NBR 6118 (ABNT, 2003); 0,934 para a relação entre módulo de elasticidade dinâmico estimado pela frequência ressonante, e a resistência mecânica estimada pela ACI 209R (ACI, 1997); 0,932 para a relação entre módulo de elasticidade dinâmico estimado pela frequência ressonante, e a resistência mecânica estimada pela CEB-FIP 1990 (CEB, 1993), e 0,936 para a relação entre módulo de elasticidade dinâmico estimado pela frequência ressonante, e a resistência mecânica medida, tanto para os concretos produzidos com brita 0, quanto para os concretos produzidos com brita 1.

No Gráfico 5.115, a relação entre a razão E_v/E_d e a resistência mecânica dos concretos.

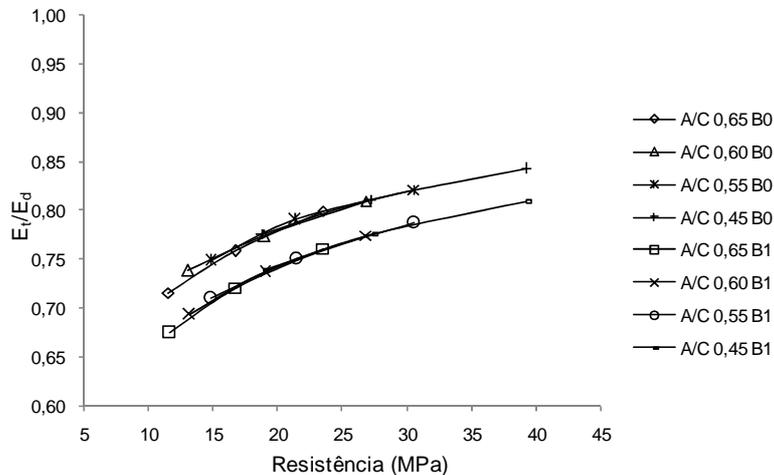


Gráfico 5.115 – Relação entre a razão E_v/E_d e a resistência à compressão medidos dos concretos produzidos com brita 0 e 1.

O gráfico mostra que o módulo de elasticidade dinâmico aumenta com o aumento da resistência, e quanto maior o módulo de elasticidade dinâmico, menor é a diferença entre os módulos dinâmicos e tangentes, pois possui um aumento da linearidade do diagrama tensão-deformação.

5.4.7 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Depois de ter feito todos os procedimentos do ensaio do módulo de elasticidade, descritos na NBR 8522 (ABNT, 2003), aplicando o carregamento com controle de tensão até que seja atingida a tensão igual a $0,3.f_c$, depois do carregamento e descarregamento subsequentes, e após de feitas as medições das deformações específicas relativas às tensões 0,5 MPa e $0,3.f_c$, carregando o corpo-de-prova até a sua ruptura, foi feita as curvas tensão-deformação dos concretos de cada fator água/cimento, para as idades de 3, 7 e 28 dias. De acordo com a norma NBR 8522 (ABNT, 2003), a parte elástica do concreto é considerada até o nível de tensão igual a $0,3.f_c$. Como o módulo de resiliência é a energia de deformação por unidade de volume até o limite de escoamento, integrou-se as equações de cada curva até a deformação do limite elástico, e os seus valores estão na Tabela 5.28.

Tabela 5.28 – Módulo de resiliência dos concretos.

	u_r (Pa)		
	3 dias	7 dias	28 dias
A/C 0,65 B0	0,30	0,54	0,92
A/C 0,60 B0	0,36	0,66	1,15
A/C 0,55 B0	0,44	0,79	1,38
A/C 0,45 B0	0,65	1,16	2,03
A/C 0,65 B1	0,29	0,52	0,91
A/C 0,60 B1	0,36	0,64	1,11
A/C 0,55 B1	0,44	0,77	1,36
A/C 0,45 B1	0,64	1,14	2,00

Como mostra o Gráfico 5.116, os valores do módulo de resiliência aumenta com a diminuição dos fatores de água/cimento, e são praticamente idênticos para cada fator água/cimento e idades, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1.

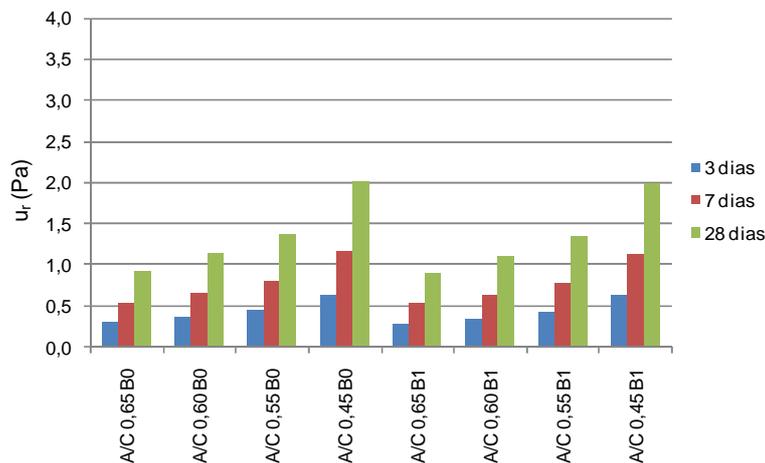


Gráfico 5.116 – Módulo de resiliência dos concretos em função do tempo.

5.4.8 TENACIDADE

Após os procedimentos do ensaio do módulo de elasticidade, descritos na NBR 8522 (ABNT, 2003), aplicando o carregamento com controle de tensão até que seja atingida a tensão igual a $0,3.f_c$, depois do carregamento e descarregamento subsequentes indicados na Figura 4.2, e depois de feitas as medições das deformações específicas relativas às tensões 0,5 MPa e $0,3.f_c$, carregando o corpo-de-prova até a sua ruptura, foi feita as curvas tensão-deformação dos concretos de cada fator água/cimento, para as idades de 3, 7 e 28 dias. A tenacidade do concreto é toda a área sob a curva do diagrama tensão-deformação. Por isso, integrou-se as equações de cada curva até a deformação correspondente à ruptura, e os seus valores estão na Tabela 5.29.

Tabela 5.29 – Tenacidade dos concretos.

	u_t (kPa)		
	3 dias	7 dias	28 dias
A/C 0,65 B0	6,54	10,36	14,36
A/C 0,60 B0	7,08	11,22	17,54
A/C 0,55 B0	7,82	12,59	20,72
A/C 0,45 B0	10,36	18,37	28,97
A/C 0,65 B1	8,48	10,98	16,48
A/C 0,60 B1	9,02	12,30	19,53
A/C 0,55 B1	9,98	14,35	23,64
A/C 0,45 B1	12,86	20,15	32,27

O Gráfico 5.117 apresenta que os valores da tenacidade dos concretos aumenta com a diminuição dos fatores de água/cimento, e são maiores para os concretos fabricados com brita 1, para cada fator água/cimento e idades. Isso mostra concretos fabricados com brita 1 são mais tenazes do que os concretos fabricados com brita 0.

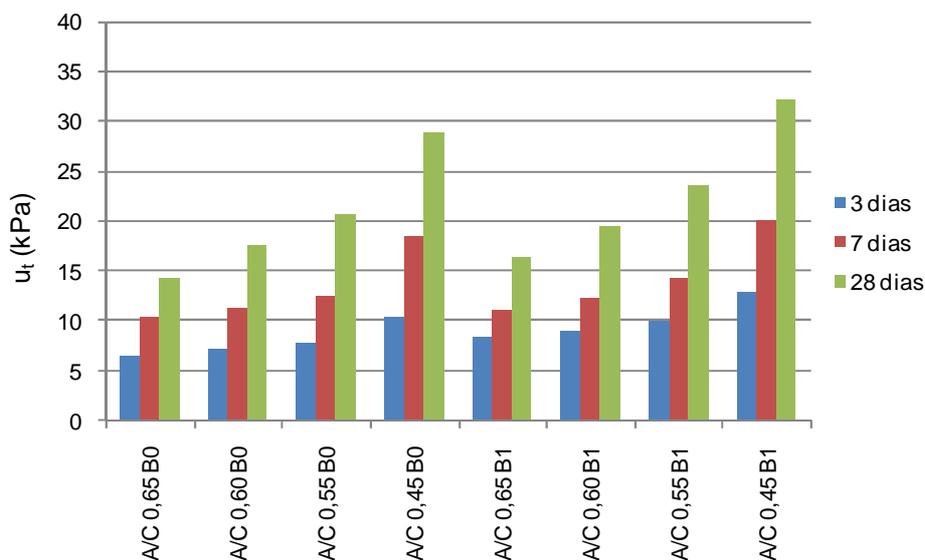


Gráfico 5.117 – Tenacidade dos concretos em função do tempo.

O gráfico anterior é influenciado pelo diagrama tensão-deformação (Gráfico 5.35), onde os concretos de maior resistência, ou seja, os concretos de menor fator água/cimento possuem a parte ascendente da curva tensão-deformação mais inclinada e linear até um valor mais alto da resistência, levando a área sob a curva do diagrama tensão-deformação ter valores maiores para concretos de maior resistência do que para os concretos de menor resistência. Por isso, a tenacidade dos concretos com menores fatores água/cimento são maiores em relação aos concretos de maiores fatores água/cimento. Os fatores que influenciam a resistência à compressão, influenciam também o diagrama tensão-deformação e a tenacidade, em maiores proporções para o fator água/cimento e a idade, e em menores proporções, os agregados, para os mesmos parâmetros de ensaio, como

velocidade de aplicação de carga, rigidez da prensa e tamanhos dos corpos-de-prova, dentre outros.

6 CONCLUSÕES

Esse trabalho propôs estudar a aplicabilidade dos ensaios de frequência ressonante como método de avaliação não destrutiva da propriedade mecânica do concreto, como o módulo de elasticidade e deformação à compressão. As principais conclusões estão enumeradas a seguir:

a) Quanto aos resultados obtidos a partir dos ensaios de resistência à compressão e do módulo de elasticidade (métodos diretos), pode-se concluir que:

- As resistências dos concretos obtidas pelos ensaios diretos de compressão simples aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1, como mostra as Tabelas 5.15, 5.16 e 5.17.
- Os módulos de elasticidade tangentes dos concretos obtidos pelos ensaios diretos de compressão simples aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1, como mostra a Tabela 5.13. O coeficiente de determinação (R^2) da relação entre os módulos de elasticidade tangentes e as resistências obtidos pelos ensaios diretos de compressão simples é 0,986.
- Os módulos de elasticidade secantes dos concretos obtidos pelos ensaios diretos de compressão simples aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1, como mostra a Tabela 5.14. O coeficiente de determinação entre a relação entre os módulos de elasticidade secantes e as resistências obtidas pelos ensaios diretos de compressão simples (R^2) é 0,981.
- Os módulos de resiliência dos concretos obtidos pelos ensaios diretos de compressão simples aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1. Para cada fator água/cimento, a resiliência dos concretos se mantêm praticamente constantes para os concretos fabricados com brita 0 e brita 1, como mostra a Tabela 5.28.
- As tenacidades dos concretos obtidas pelos ensaios diretos de compressão simples aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1. Para cada fator água/cimento, as tenacidades dos concretos fabricados com brita 1 são maiores do que as tenacidades dos concretos fabricados com brita 0, como mostra a Tabela 5.29.

b) Quanto aos resultados obtidos a partir dos ensaios de frequência ressonante (métodos indiretos), pode-se concluir que:

- As frequências ressonantes, altas e baixas dos concretos obtidas pelos ensaios indiretos de frequência ressonante aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1. Para cada fator água/cimento, as frequências dos concretos confeccionados com brita 1 são maiores do que as frequências dos concretos confeccionados com brita 0, como mostra a Tabela 5.25.
- Os fatores de qualidade dos concretos obtidos pelos ensaios indiretos de frequência ressonante aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1. Para cada fator água/cimento, os fatores de qualidade dos concretos confeccionados com brita 1 são maiores do que os fatores de qualidade dos concretos confeccionados com brita 0, como mostra a Tabela 5.26.
- Os módulos de elasticidade dinâmicos dos concretos estimados pela frequência ressonante, obtidas pelos ensaios indiretos de frequência, aumentam com a idade e diminuem com o aumento do fator água/cimento, tanto para os concretos confeccionados com brita 0, quanto para os concretos confeccionados com brita 1. Para cada fator água/cimento, os módulos de elasticidade dinâmicos dos concretos confeccionados com brita 1 são maiores do que os módulos de elasticidade dinâmicos dos concretos confeccionados com brita 0, como mostra a Tabela 5.27.

c) Quanto aos valores dos coeficientes de determinação entre os resultados dos métodos diretos e indiretos, pode-se concluir que todas as relações – módulos de elasticidade estático e dinâmico, resistência à compressão e frequência ressonante – apresentaram valores acima de 0,9, portanto, pode-se considerar que existe uma forte correlação entre eles.

d) O confronto entre os valores obtidos a partir dos ensaios diretos e indiretos e os valores estimados pelas equações empíricas das normas técnicas apresentaram também valores coeficiente de determinação acima de 0,8, sendo assim, pode-se considerar que existe uma forte correlação entre eles.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5734: Peneiras de malhas quadradas para análise granulométrica de solos. Rio de Janeiro, 1972. 1 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5735: Cimento Portland de alto-forno. Rio de Janeiro, 1991. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto. Rio de Janeiro, 1994. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimentos. Rio de Janeiro, 2003. 221 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6467: Agregados – Determinação do inchamento do agregado miúdo – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2006. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211: Agregados para concreto. Rio de Janeiro, 1983. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7212. Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro, 1984, 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7215. Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996, 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7217: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 1987. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7218: Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, 2010. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7219: Agregados - Determinação do teor de materiais pulverulentos. Rio de Janeiro, 1987. 2 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7221: Agregados - Ensaio de qualidade de agregado miúdo. Rio de Janeiro, 1987. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7251: Agregados em estado solto – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro, 1982. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7680: Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 1983. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e deformação e da curva tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8953: Concretos para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência. Rio de Janeiro, 1992. 2 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9479: Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos-de-prova de argamassa e concreto. Rio de Janeiro, 1994. 2 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9776: Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Rio de Janeiro, 1987. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9779: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade. Rio de Janeiro, 1995. 2 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9937: Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12654: Controle tecnológico de materiais componentes do concreto. Rio de Janeiro, 1992. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655: Concreto – Preparo controle e recebimento. Rio de Janeiro, 1996, 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 26: Agregados – Amostragem. Rio de Janeiro, 2001. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 27: Agregados – Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório. Rio de Janeiro, 2000. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 49: Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001. 9 p.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 209R: Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures. Detroit, 1997. 26 p.

ASTM. Standart Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens. C 215-08.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. Testing concrete. BS 1881, Part 209: Recommendations for the measurement of dynamic modulus of elasticity. London, 1990. 8 p.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 1990. Lausanne, 1993.

Application Guidelines Erudite MKIV (PC 1004) by CNS Farnell. Erudite MKIV Operating Instructions Manual by CNS Farnell.

Ashby, M.F; Jones, D. R. H. Engineering Materials 1: an Introduction to Their Properties & Applications. 2. ed. Great Britain: Butterworth Heinemann, 1996a.

Ashby, M.F; Jones, D.R.H. Engineering Materials 2: an Introduction to Microstructures, Processing & Design. 2. ed. Great Britain: Butterworth Heinemann, 1996b.

A. M. A resonance frequency technique to determine elastic modulus of hydroxyapatite. Journal of Biomedical Materials Research, v. 13, pp. 907 – 920. 2004.

Almeida, S. F. Análise dinâmica experimental da rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação progressiva até a ruptura. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

Balachandran, Balakumar; Magrab, Edward B. Vibrações mecânicas. 2º ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011. 616 p.

Braga, G.E. Influência do módulo de elasticidade na mudança de estado de cabos suspensos em linhas aéreas de transmissão de energia elétrica. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação: Engenharia Mecânica: Universidade Federal de Minas Gerais, 2008.

Balbo, José Tadeu. Pavimentos de concreto. São Paulo: Oficina de textos, 2009. 472 p.

Callister, Jr., William D. Fundamentos da ciência e engenharia de materiais: uma abordagem integrada, 2º edição. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2006.

Coutinho, A. S.; Gonçalves, A. Fabrico e propriedades do betão. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2. ed, v.3, Lisboa, 1994.

França, Esdras P. Tecnologia básica do concreto. Belo Horizonte, 2002. 164 p.

Garcia, Amauri; Spim J. A.; Santos, C.A. Ensaio dos materiais. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2000.

G. C. Isaia. Concreto: Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2 v. 1600 p.

G. C. Isaia. Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais. São Paulo: IBRACON, 2007. 2v. 1712 p.

Hibbeler, R. C. Resistência dos materiais, 3ª edição. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2000.

Hudson, J. A. et al. Soft, stiff and servo controlled testing machines: A review with reference to rock failure. MTS Systems Corporation, Minneapolis, 1976.

Hu, W., Li, S., Li, S., Sun, X., Guan ref, H. Determination of dynamic mechanical properties of metals from single pendulum scratch tests. Tribology International, vol. 32, nº 3, pp. 153-160. 1999.

Leonhardt, Fritz. Construções de concreto, vol. 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

Leonhardt, Fritz. Construções de concreto, vol. 4: verificação da capacidade de utilização, limitação da fissuração, deformações, redistribuição de momentos e teoria das linhas de ruptura em estrutura de concreto armado. Rio de Janeiro: Interciência, 1979.

Malhotra, V.M.; Sivasundaram, V. Ultrasonic Methods. In: Malhotra, V.M.; Carino, N.J. (eds). CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, 1 ed., chapter 5, Boston, USA, CRC Press, 1991.

Malhotra, V.M.; Sivasundaram, V. Resonance Frequency Methods. In: MALHOTRA, V.M.; CARINO, N.J. (eds). CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, 1 ed., chapter 6, Boston, USA, CRC Press, 1991.

Mehta, P. Kumar; Monteiro, P. J. M. Concreto. Microestrutura, propriedades e materiais. São Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.

Neville, Adam Matthew. Propriedades do concreto. SP: Pini, 1997. 828 p.

Rao, Singiresu S. Vibrações mecânicas. 4ª ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2008. 424 p.

Resnick, Robert; Halliday, David; Krane, Kenneth S. Física 2, 5ª edição. Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2003.

Tartuce, Ronaldo. Dosagem experimental do concreto. São Paulo: PINI: IBRACON, 1989. 116 p.

Thornton, Stephen T; Marion, Jerry B. Dinâmica clássica de partículas e sistemas. 5ª edição. São Paulo: Cengage Learning, 2011.590 p.

8 APÊNDICES

8.1 APÊNCIDE A

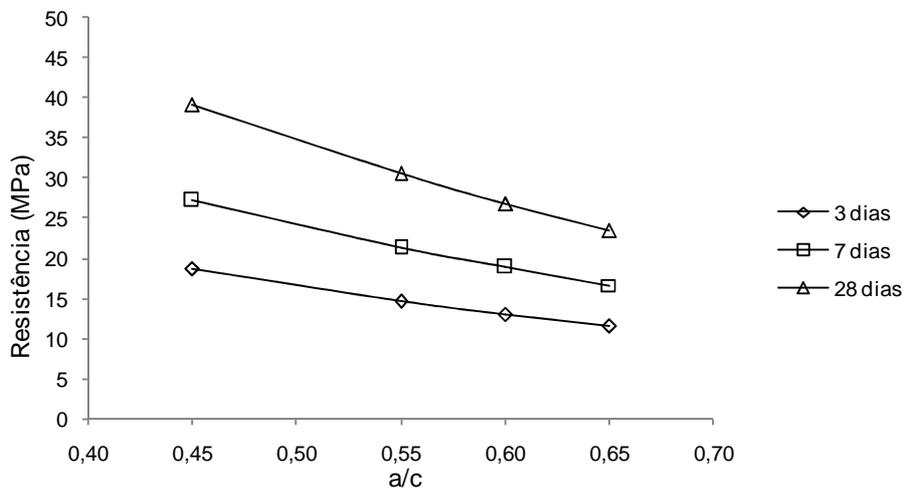


Gráfico 8.1 – Curva de *Abrams* – Resistência B0.

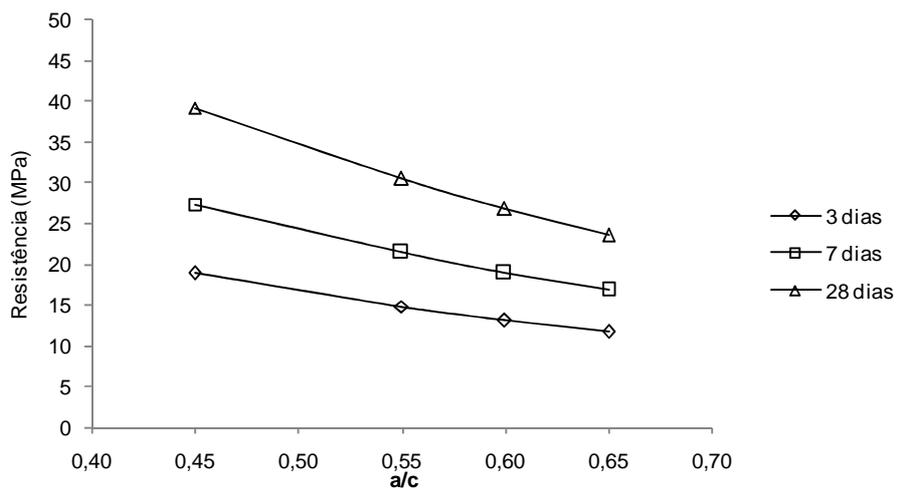


Gráfico 8.2 – Curva de *Abrams* – Resistência B1.

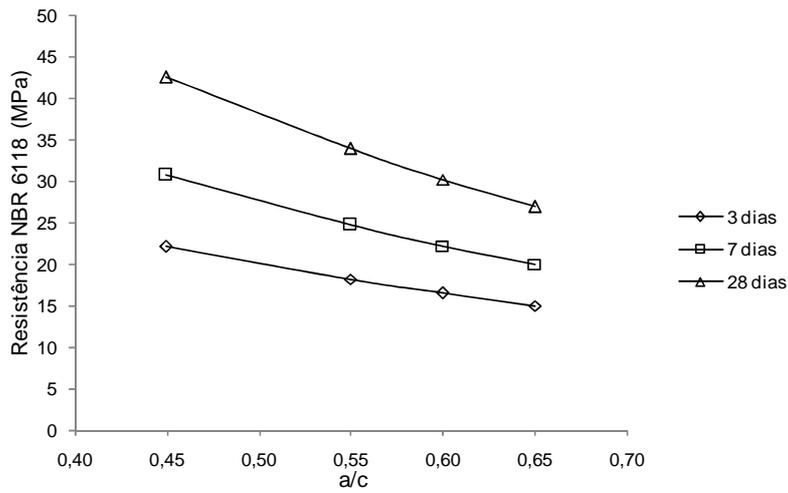


Gráfico 8.3 – Curva de Abrams – Resistência NBR-6118 B0/B1.

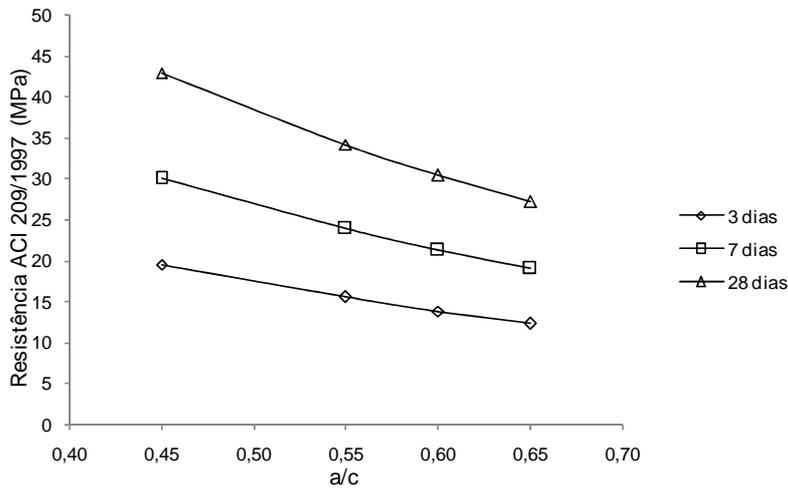


Gráfico 8.4 – Curva de Abrams – Resistência ACI 209/1997 B0/B1.

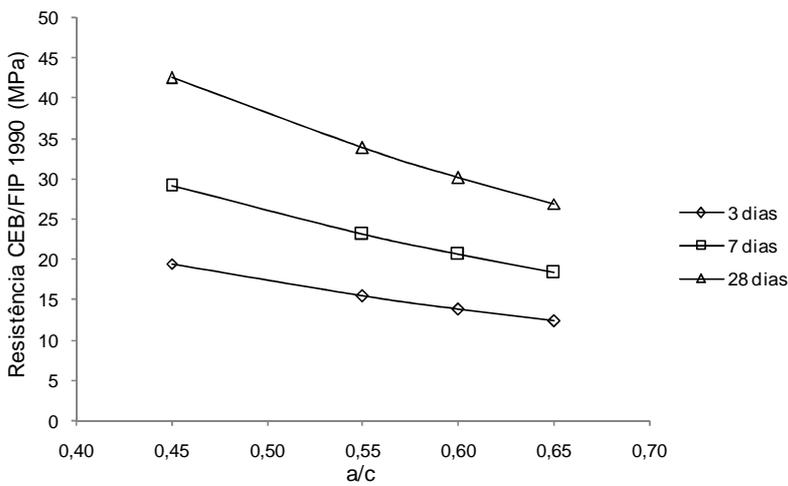


Gráfico 8.5 – Curva de Abrams – Resistência CEP-FIP 1990 B0/B1.

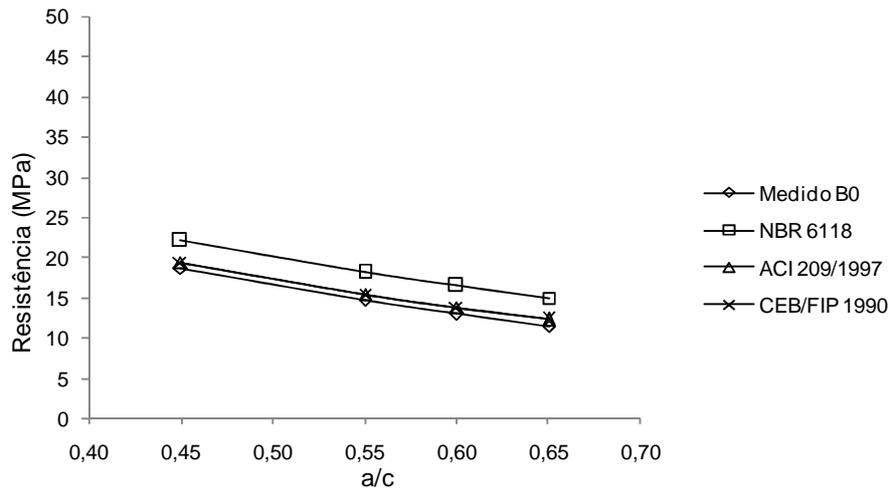


Gráfico 8.6 – Curva de Abrams – Resistência B0 – 3 dias.

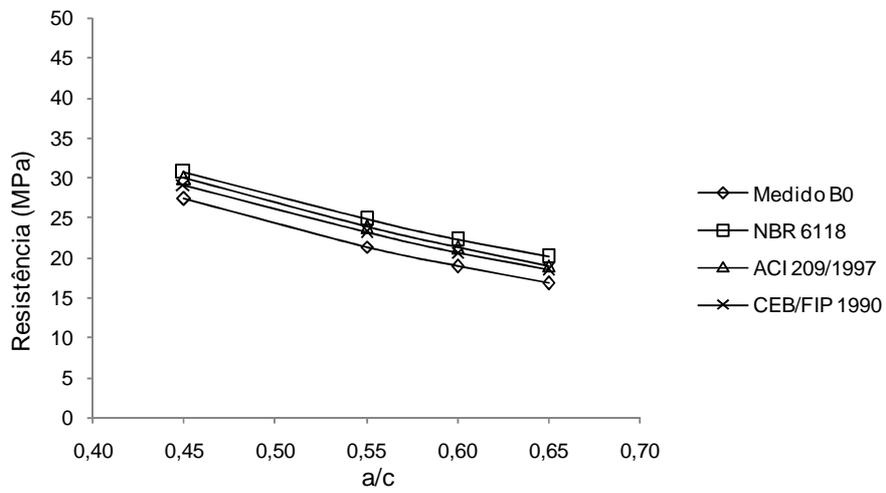


Gráfico 8.7 – Curva de Abrams – Resistência B0 – 7 dias.

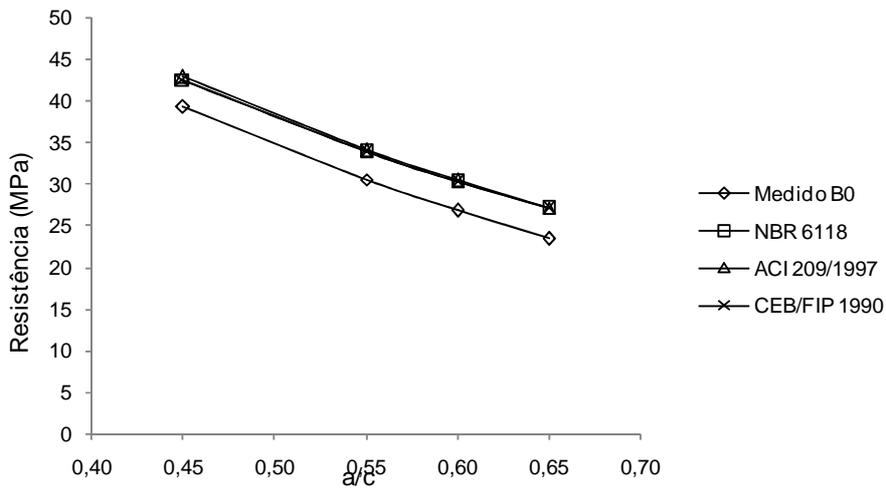


Gráfico 8.8 – Curva de Abrams – Resistência B0 – 28 dias.

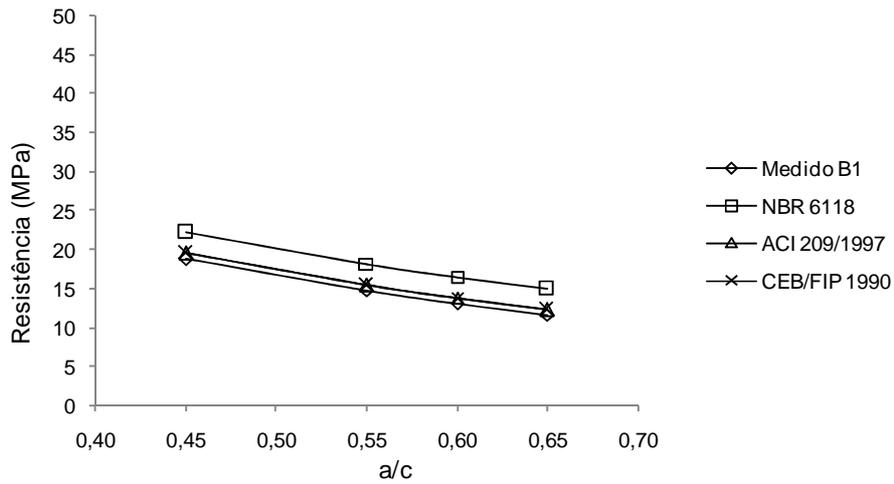


Gráfico 8.9 – Curva de *Abrams* – Resistência B1 – 3 dias.

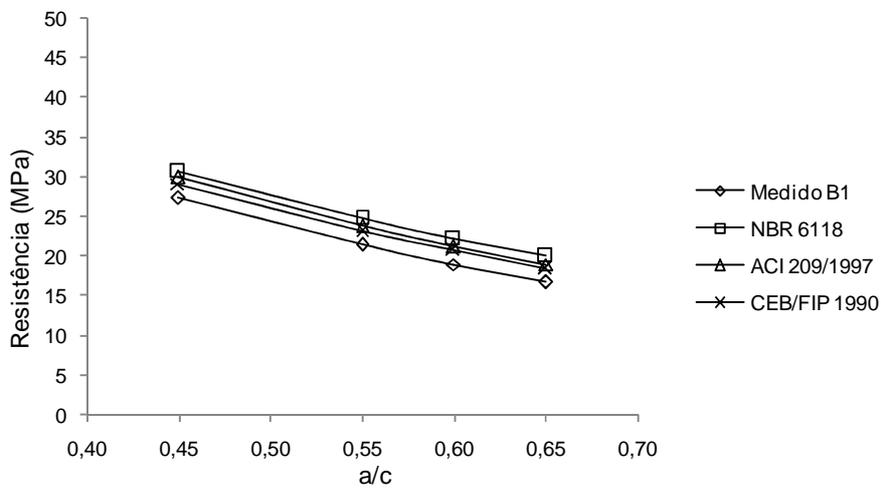


Gráfico 8.10 – Curva de *Abrams* – Resistência B1 – 7 dias.

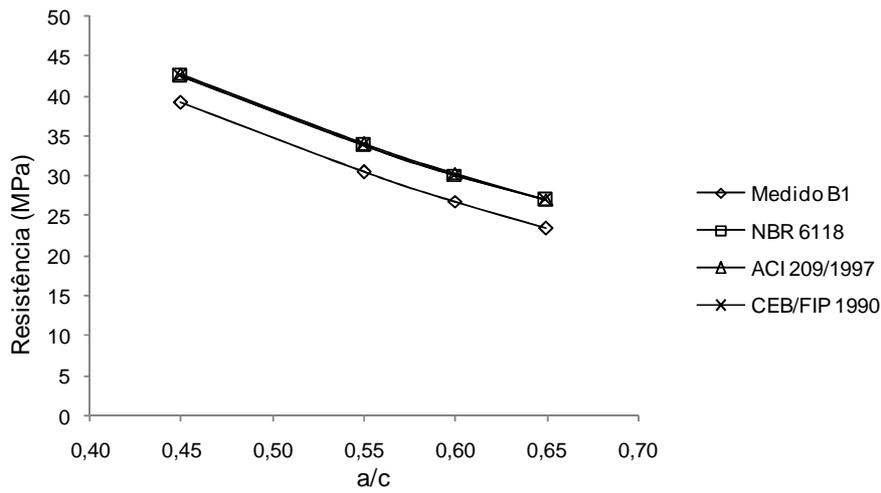


Gráfico 8.11 – Curva de *Abrams* – Resistência B1 – 28 dias.

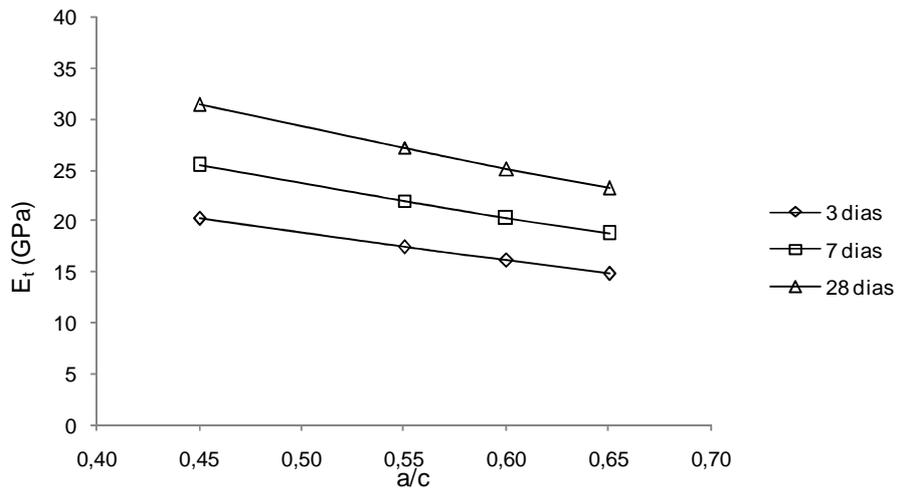


Gráfico 8.12 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B0.

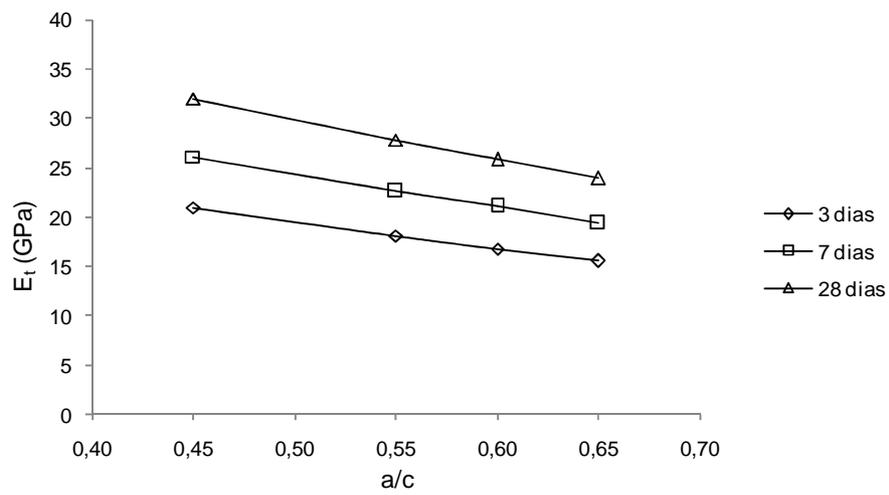


Gráfico 8.13 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B1.

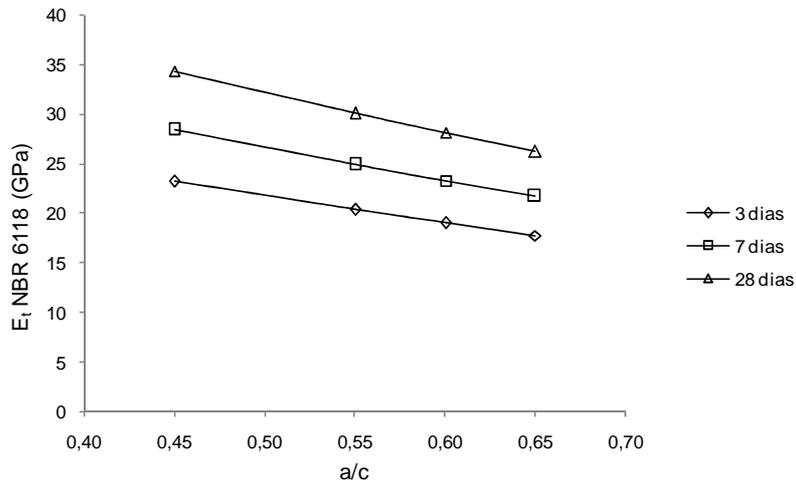


Gráfico 8.14 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente NBR-6118 B0/B1.

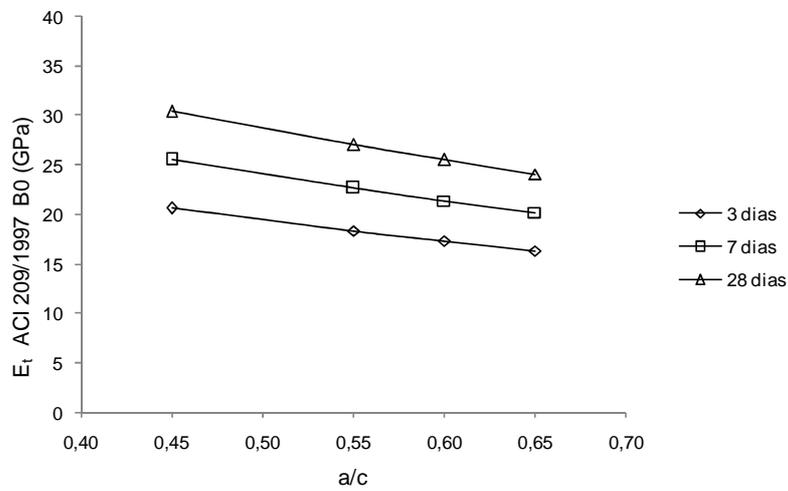


Gráfico 8.15 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente ACI 209 B0.

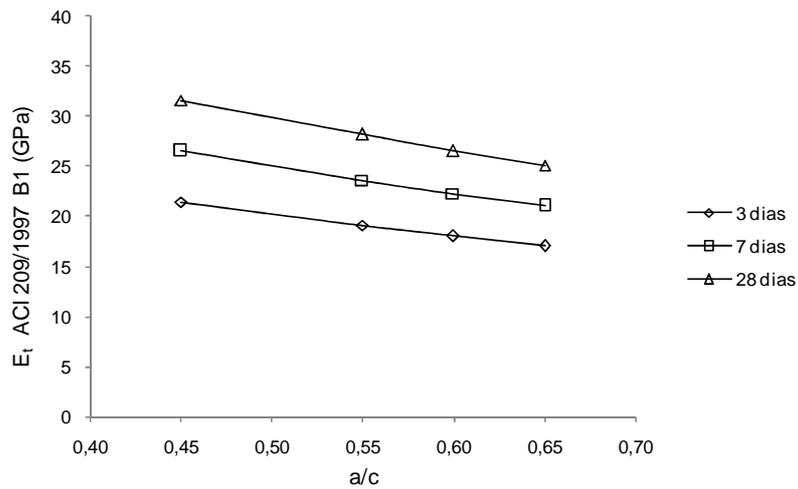


Gráfico 8.16 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente ACI 209 B1.

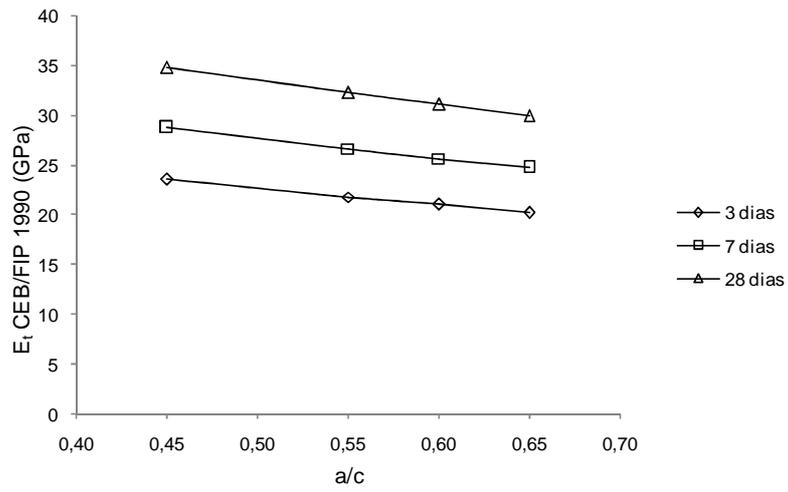


Gráfico 8.17 – Curva de Abrams – Módulo de elasticidade tangente CEB-FIP 1990 B0/B1.

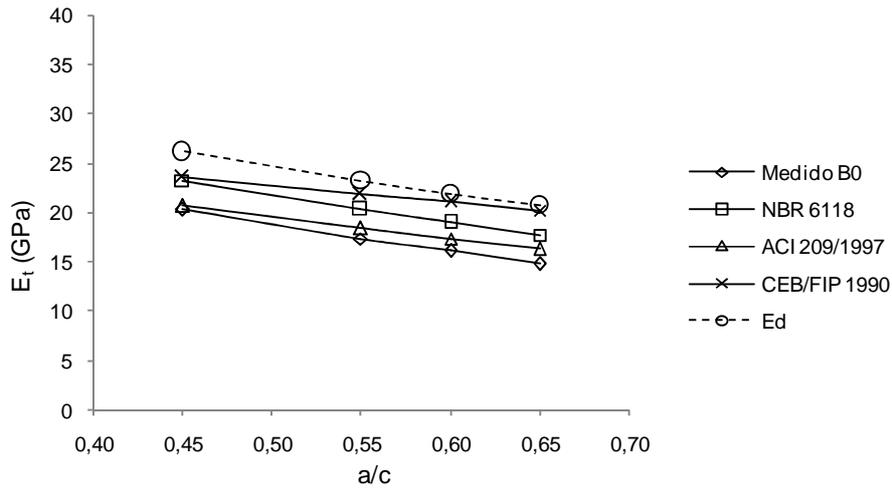


Gráfico 8.18 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B0 – 3 dias.

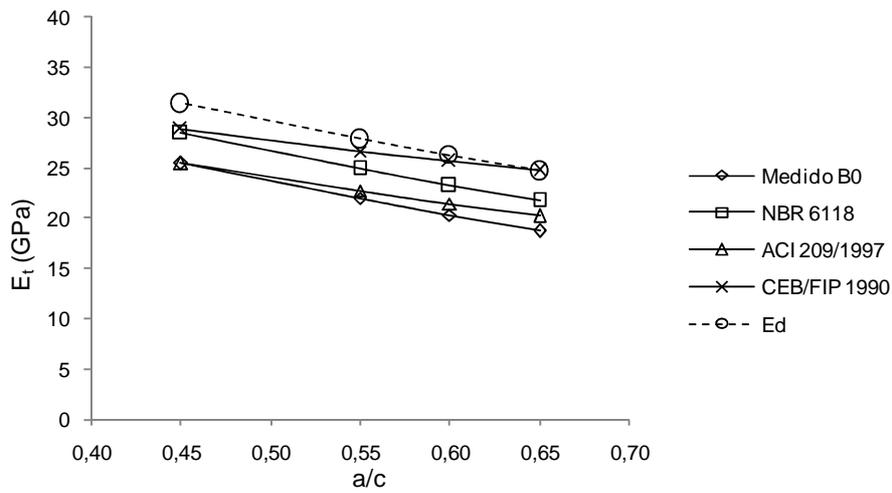


Gráfico 8.19 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B0 – 7 dias.

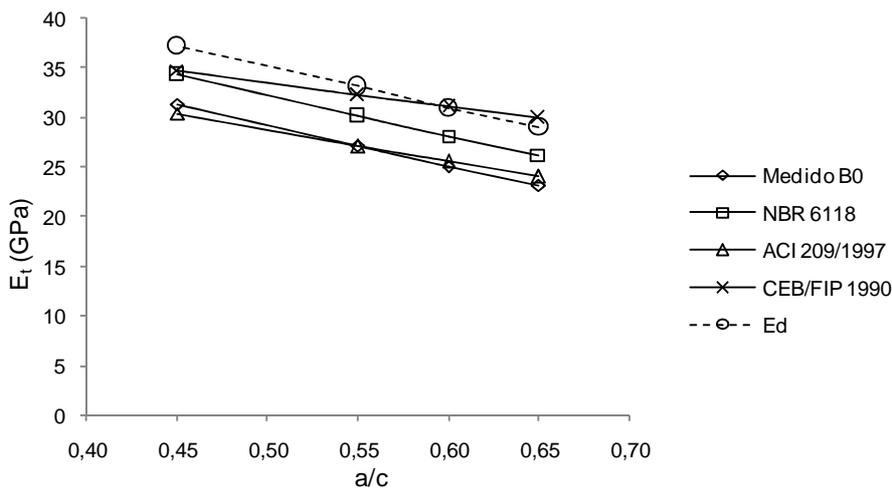


Gráfico 8.20 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B0 – 28 dias.

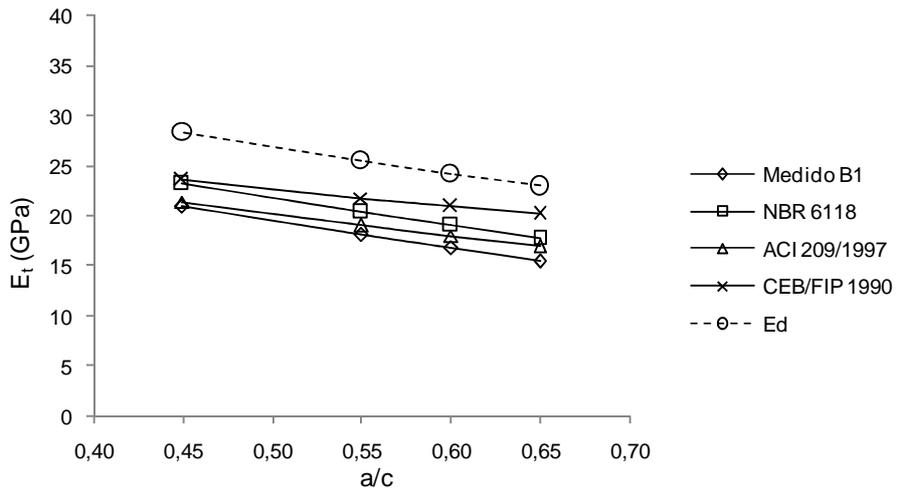


Gráfico 8.21 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B1 – 3 dias.

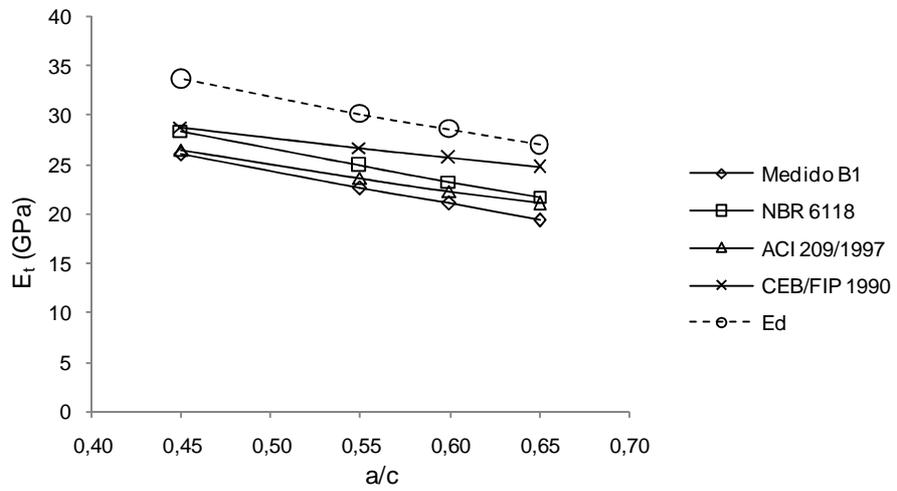


Gráfico 8.22 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B1 – 7 dias.

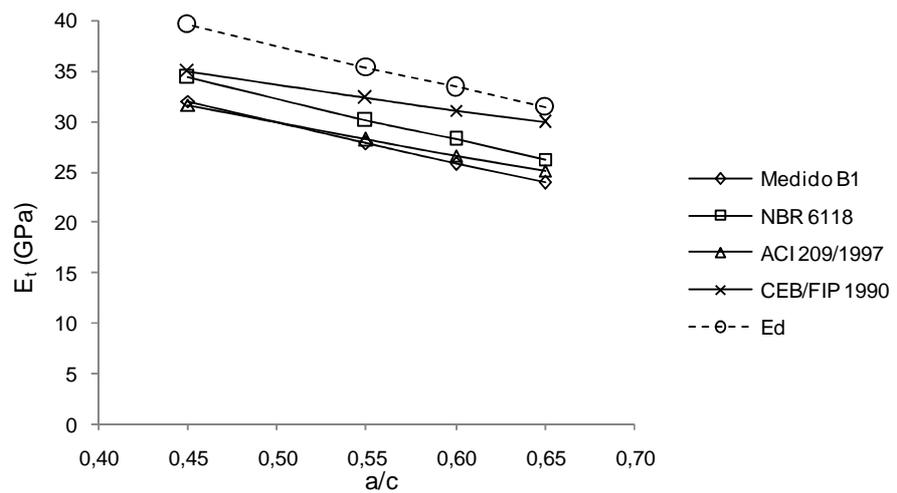


Gráfico 8.23 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade tangente B1 – 28 dias.

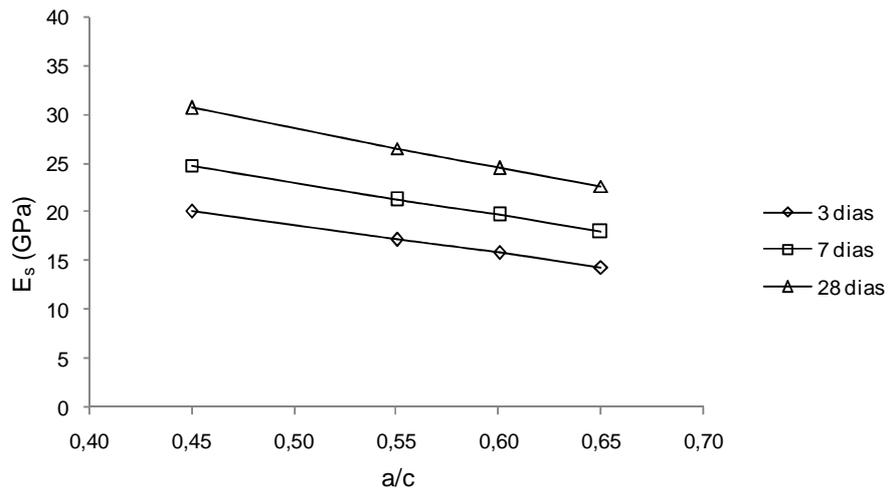


Gráfico 8.24 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B0.

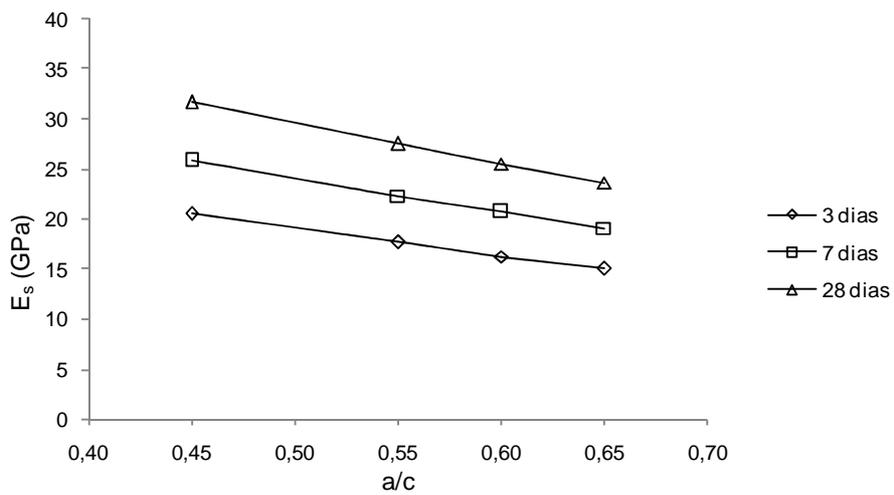


Gráfico 8.25 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B1.

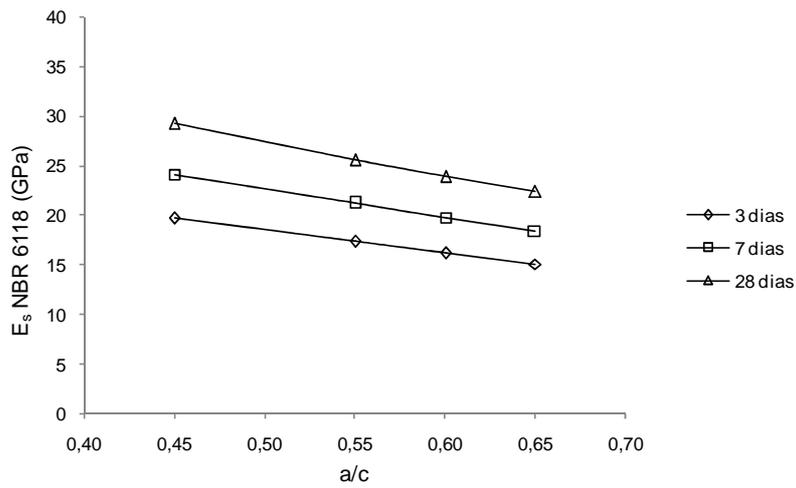


Gráfico 8.26 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante NBR-6118 B0/B1

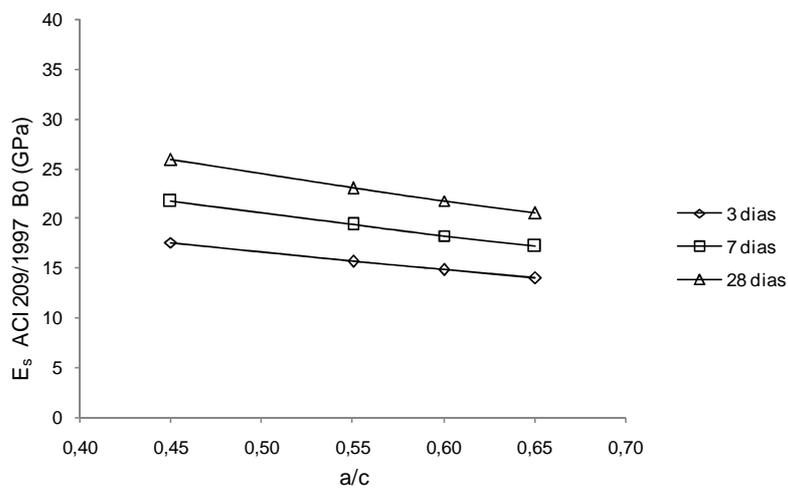


Gráfico 8.27 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante ACI 209 B0

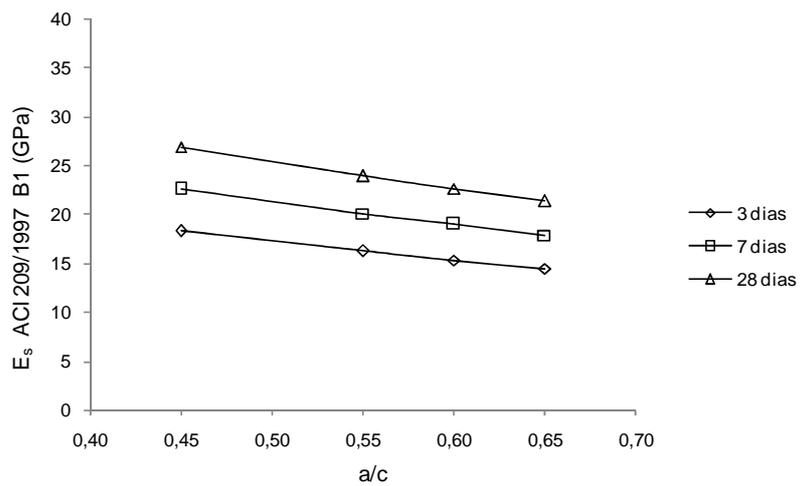


Gráfico 8.28 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante ACI 209 B1

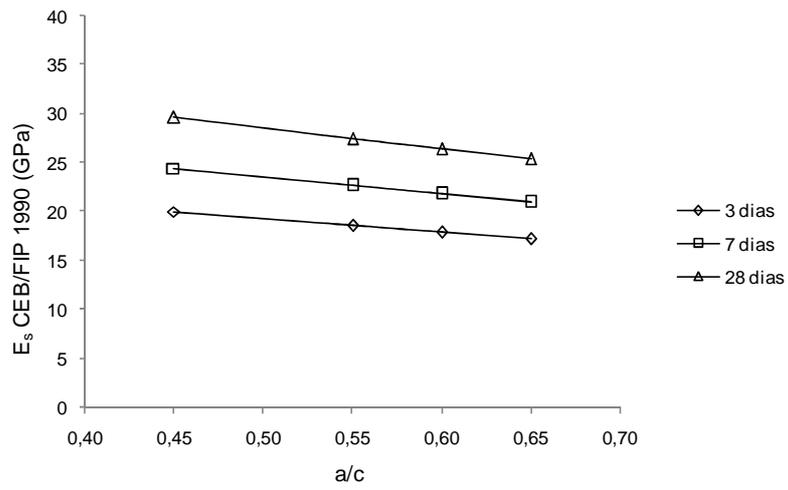


Gráfico 8.29 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante CEB-FIP 1990 B0/B1.

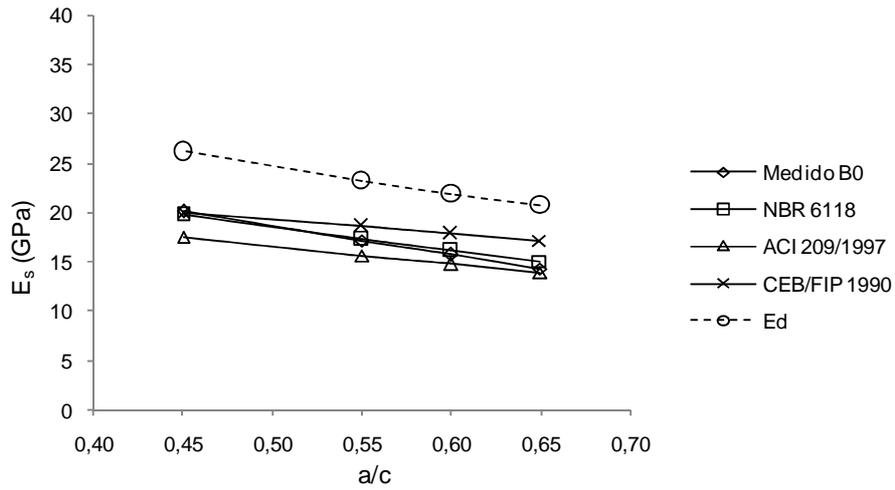


Gráfico 8.30 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B0 – 3 dias.

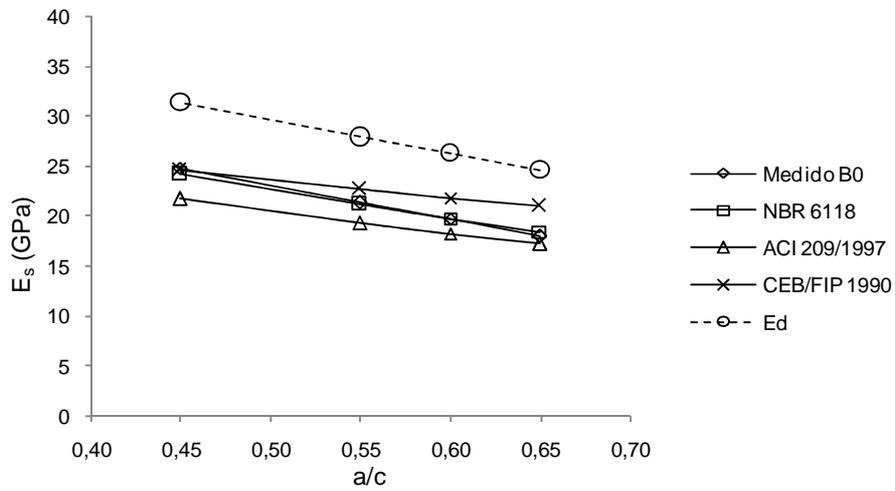


Gráfico 8.31 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B0 – 7 dias.

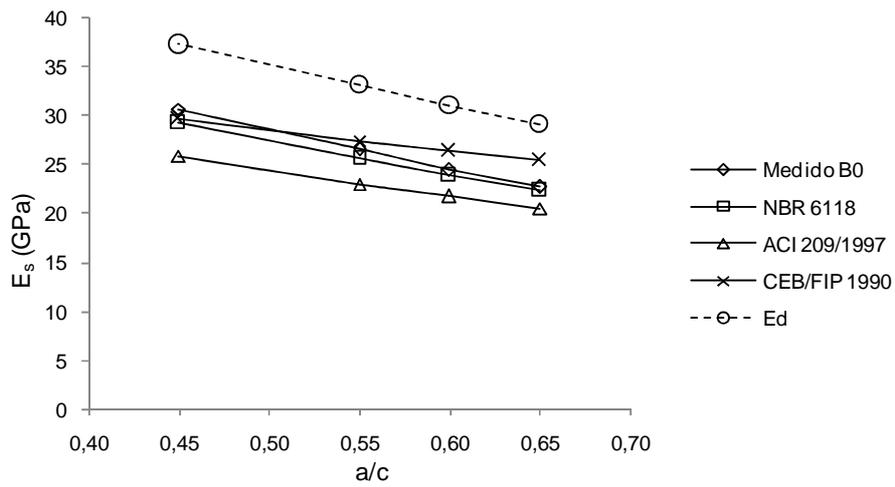


Gráfico 8.32 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B0 – 28 dias.

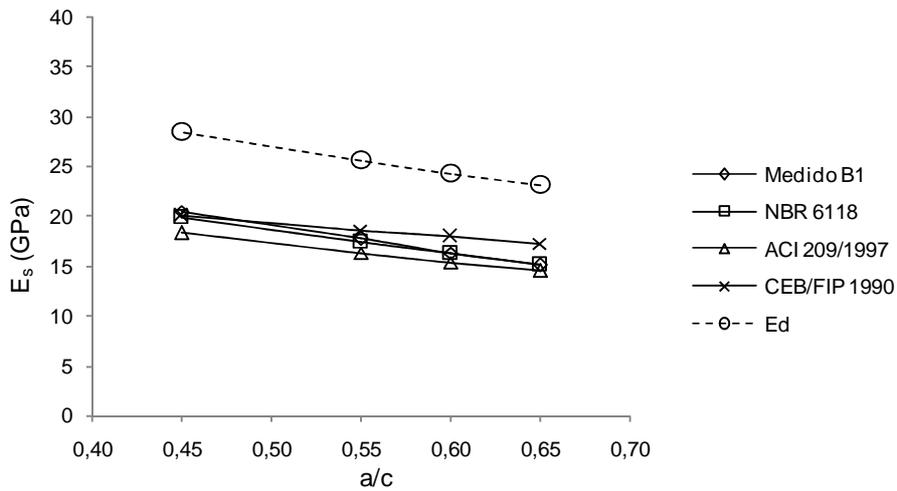


Gráfico 8.33 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B1 – 3 dias.

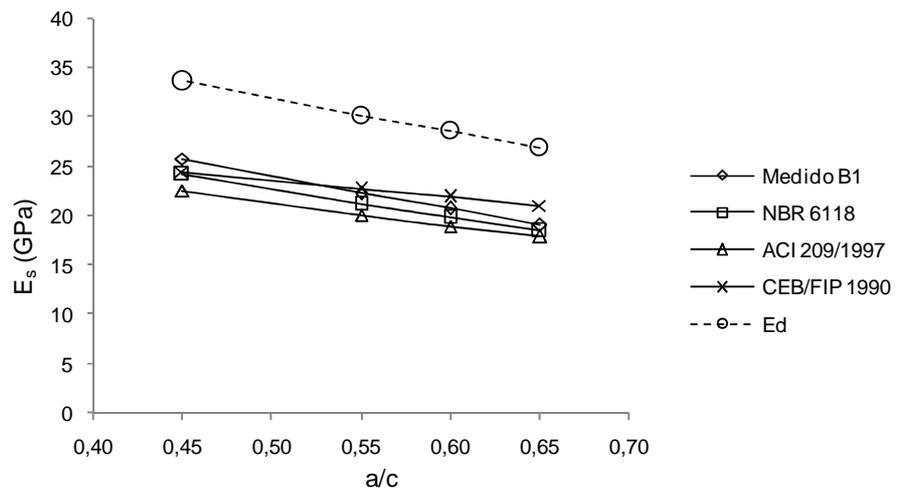


Gráfico 8.34 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B1 – 7 dias.

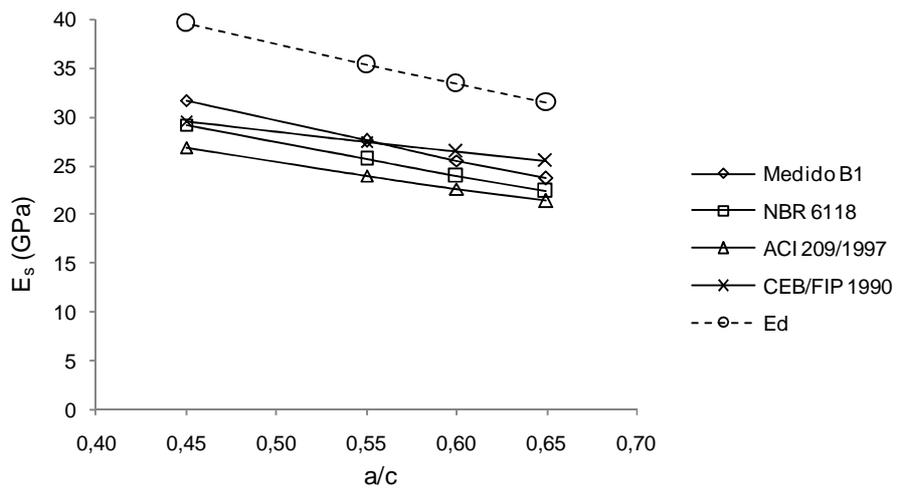


Gráfico 8.35 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade secante B1 – 28 dias.

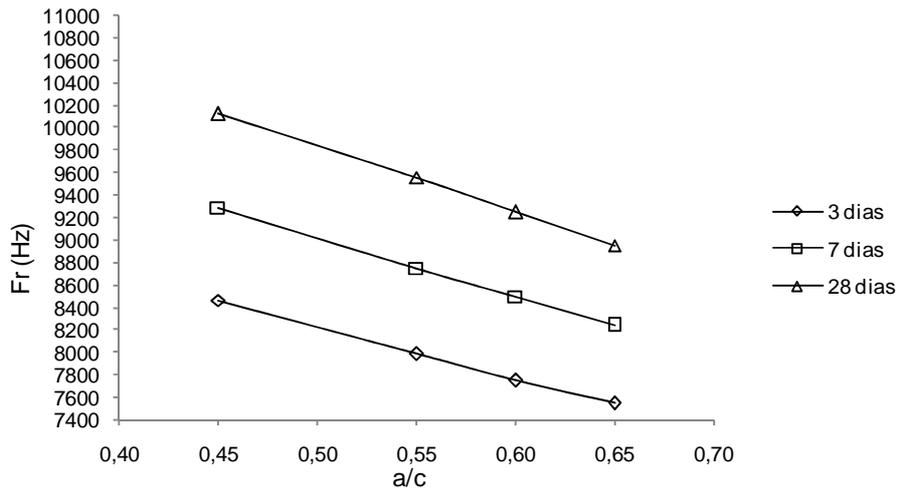


Gráfico 8.36 – Curva de Abrams – Frequência ressonante B0.

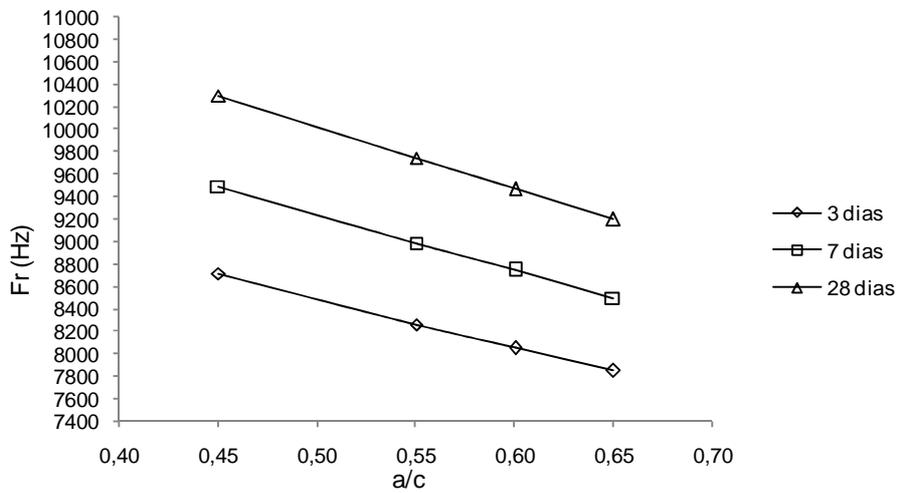


Gráfico 8.37 – Curva de Abrams – Frequência ressonante B1.

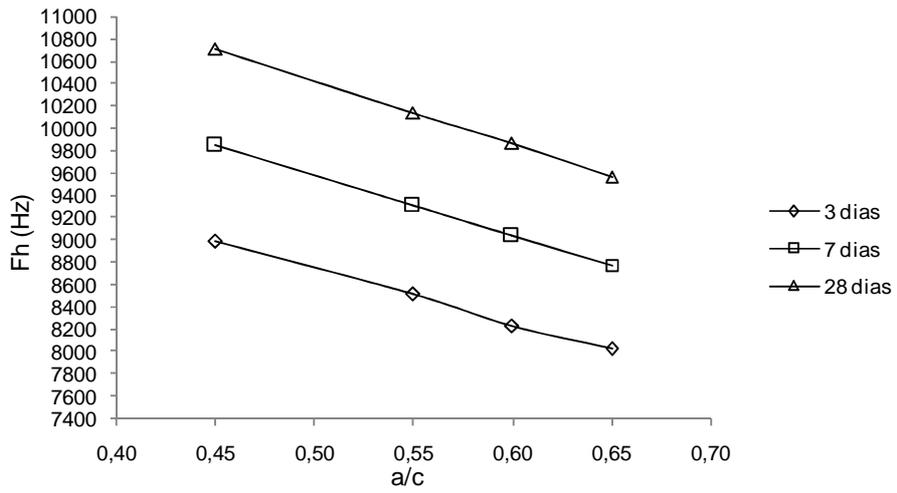


Gráfico 8.38 – Curva de Abrams – Alta frequência B0.

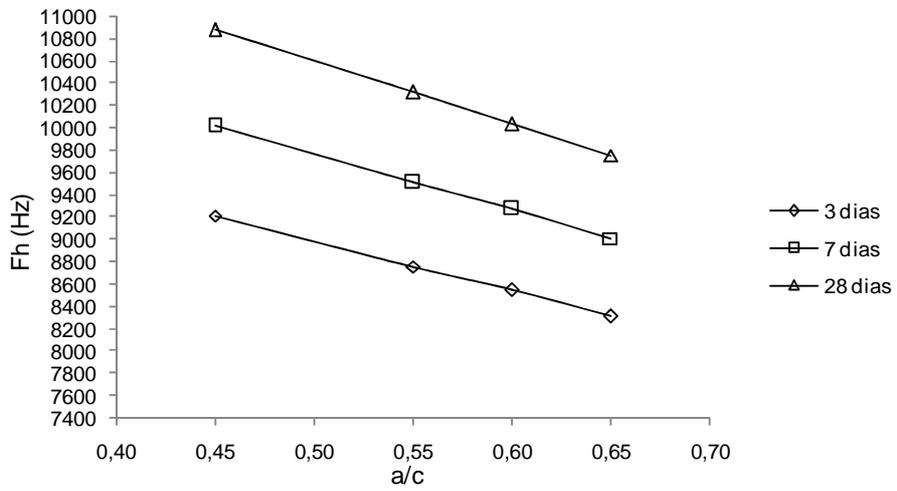


Gráfico 8.39 – Curva de Abrams – Alta frequência B1.

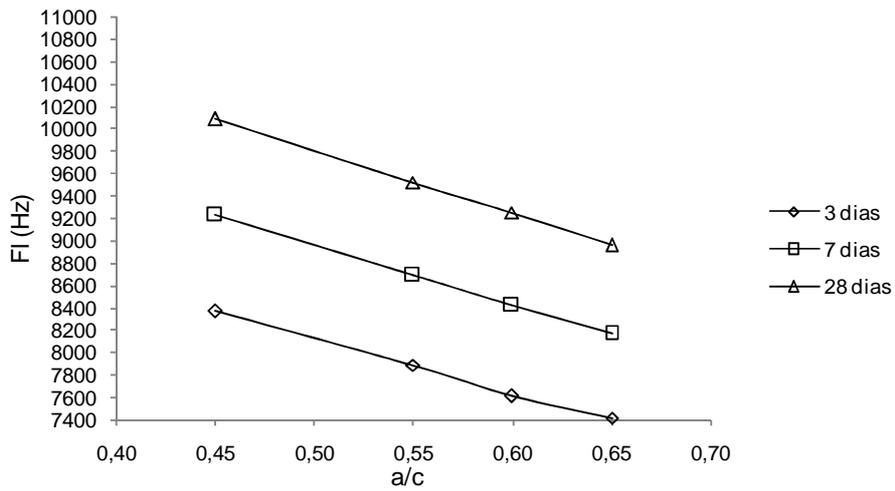


Gráfico 8.40 – Curva de Abrams – Baixa frequência B0.

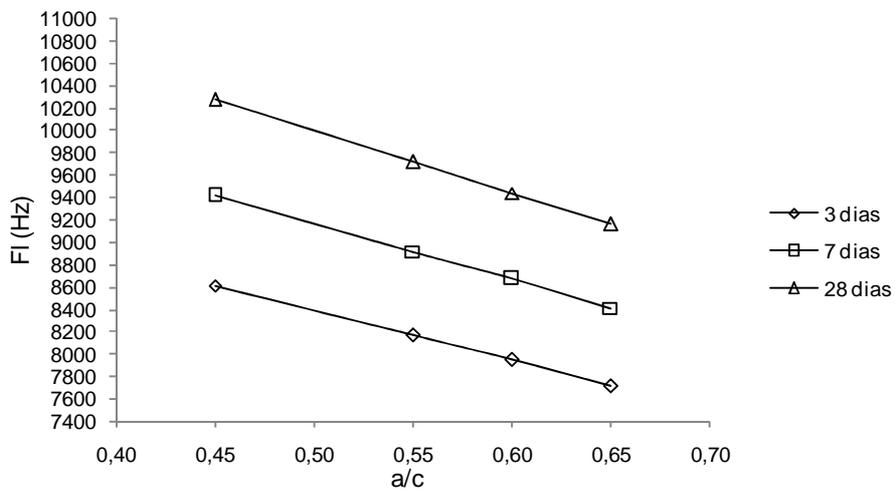


Gráfico 8.41 – Curva de Abrams – Baixa frequência B1.

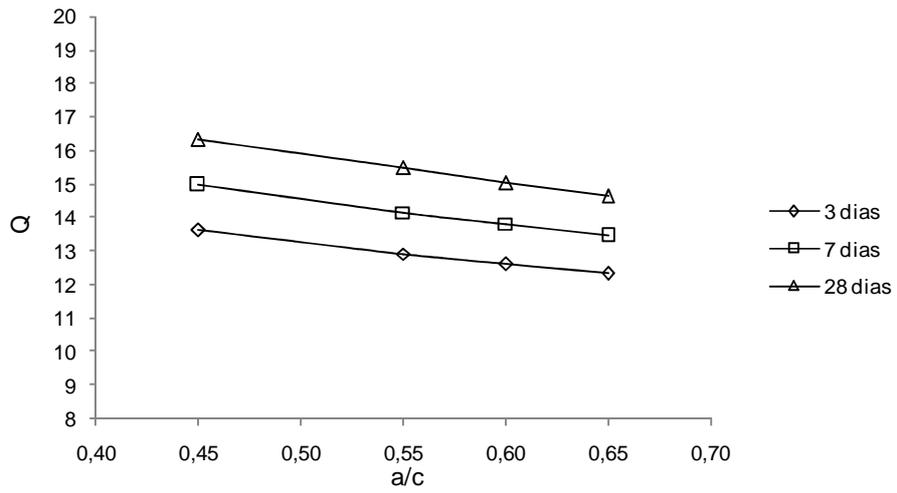


Gráfico 8.42 - Curva de Abrams - Fator de qualidade B0.

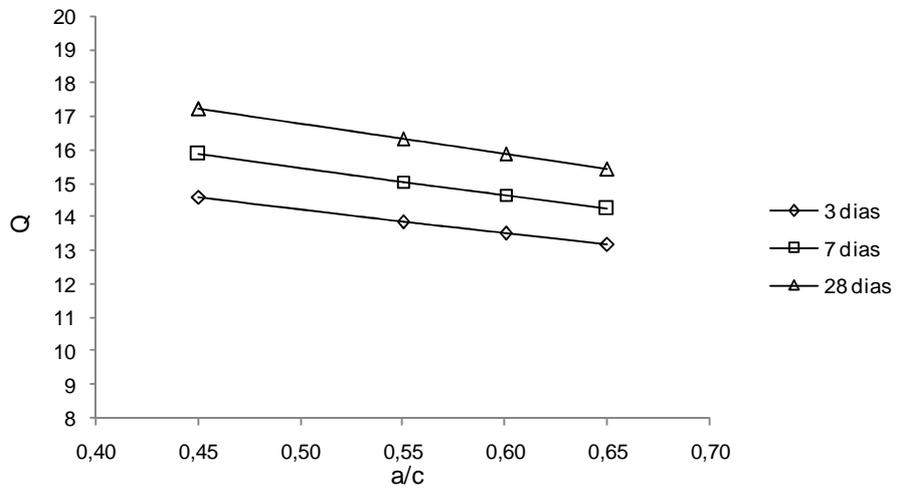


Gráfico 8.43 - Curva de Abrams - Fator de qualidade B1.

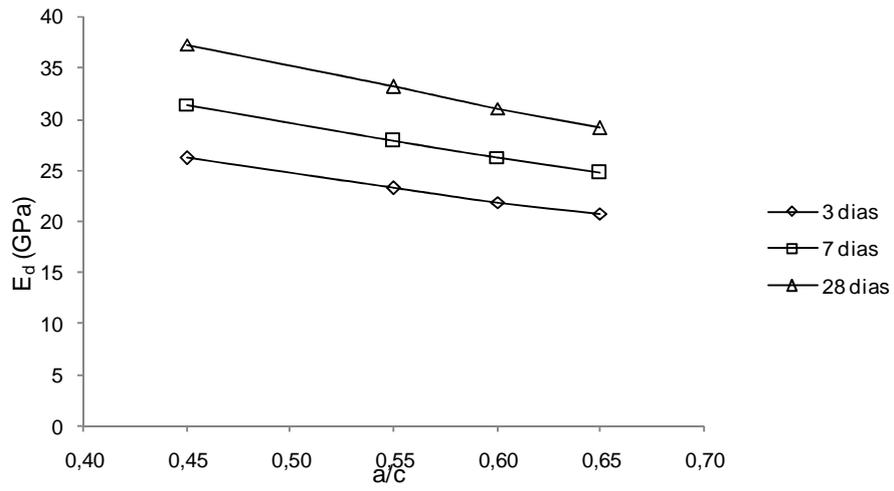


Gráfico 8.44 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade dinâmico B0.

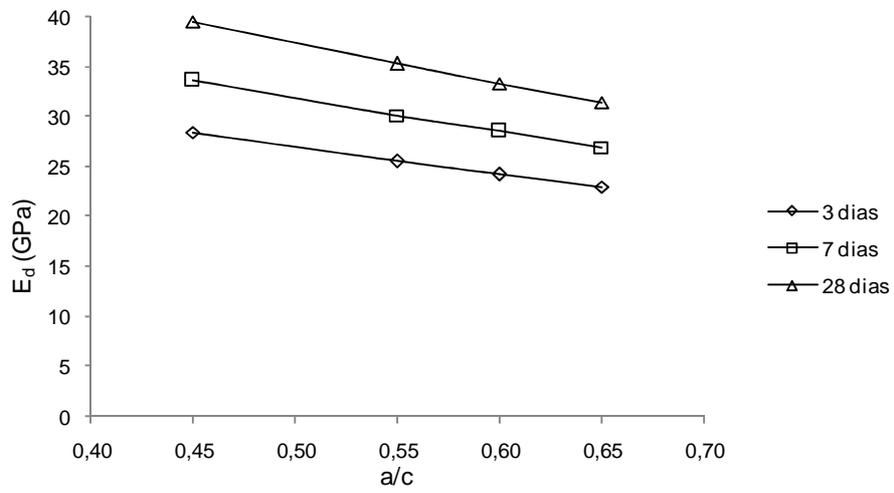


Gráfico 8.45 – Curva de *Abrams* – Módulo de elasticidade dinâmico B1.

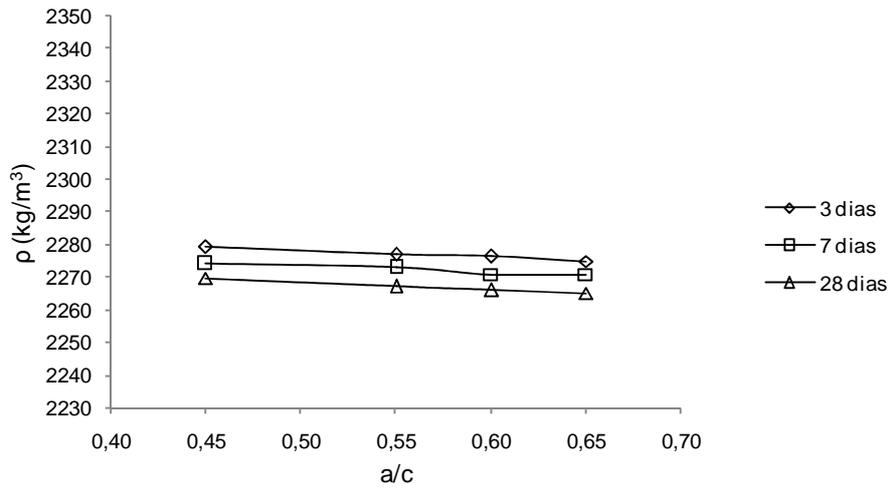


Gráfico 8.46 – Curva de *Abrams* – Massa específica do concreto endurecido B0.

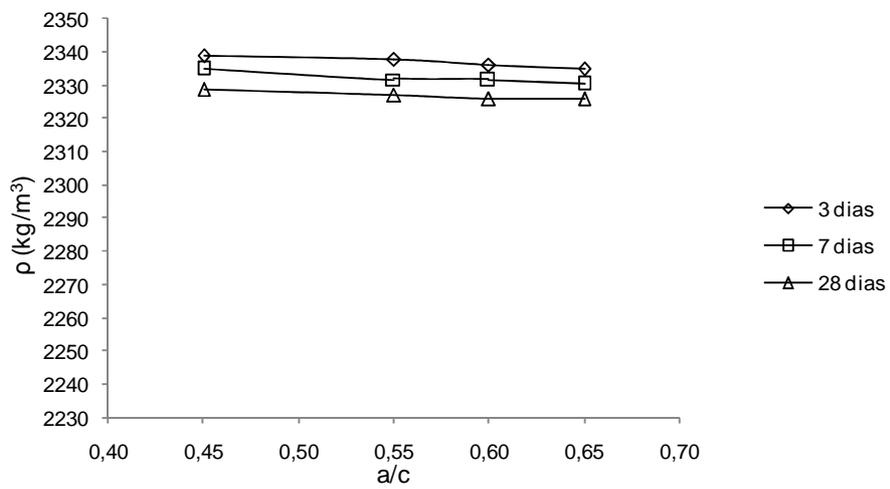


Gráfico 8.47 – Curva de *Abrams* – Massa específica do concreto endurecido B1.

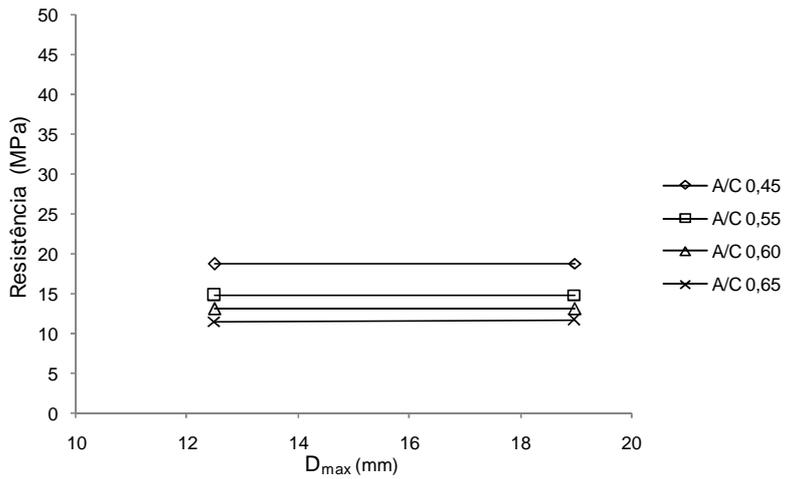


Gráfico 8.48 – Resistência x Diâmetro máximo – 3 dias.

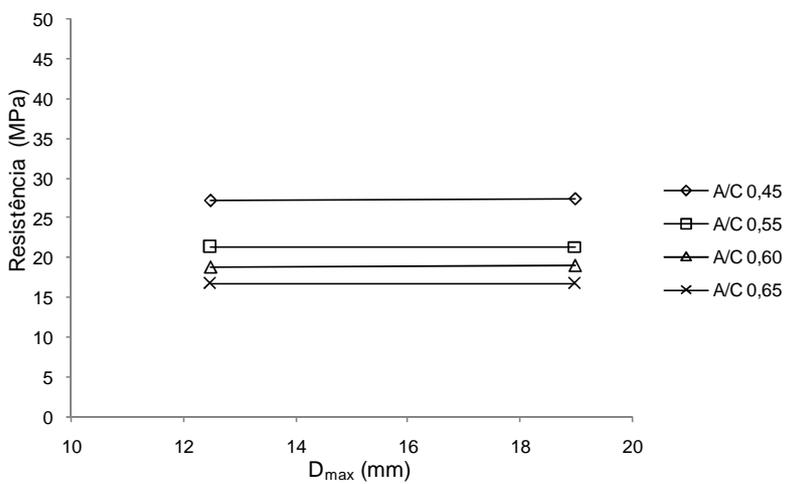


Gráfico 8.49 – Resistência x Diâmetro máximo – 7 dias.

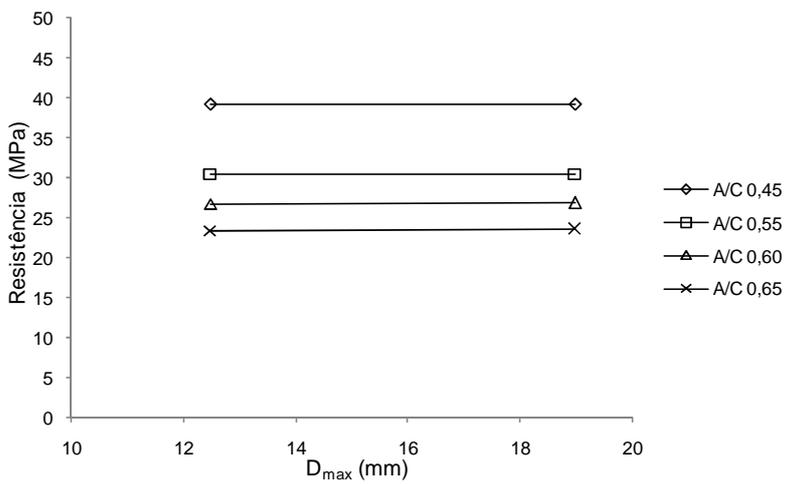


Gráfico 8.50 – Resistência x Diâmetro máximo – 28 dias.

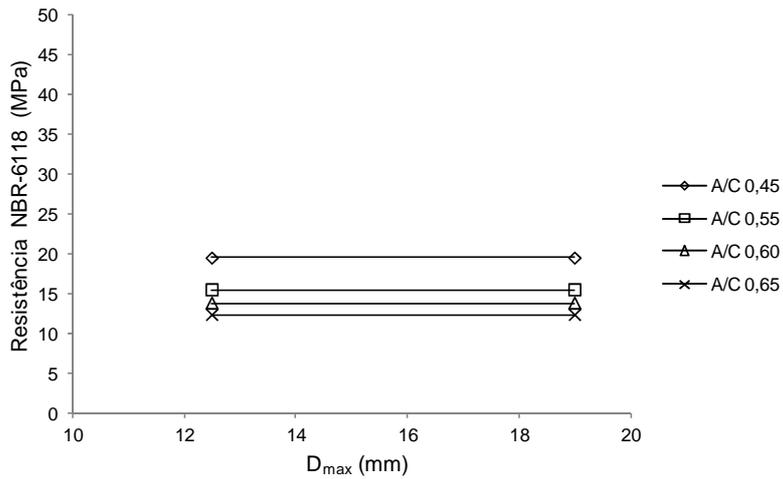


Gráfico 8.51 – Resistência NBR-6118 x Diâmetro máximo – 3 dias.

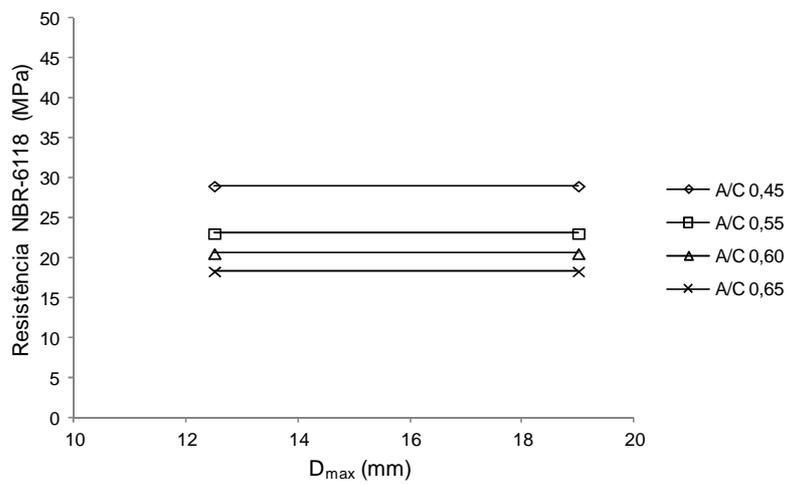


Gráfico 8.52 – Resistência NBR-6118 x Diâmetro máximo – 7 dias.

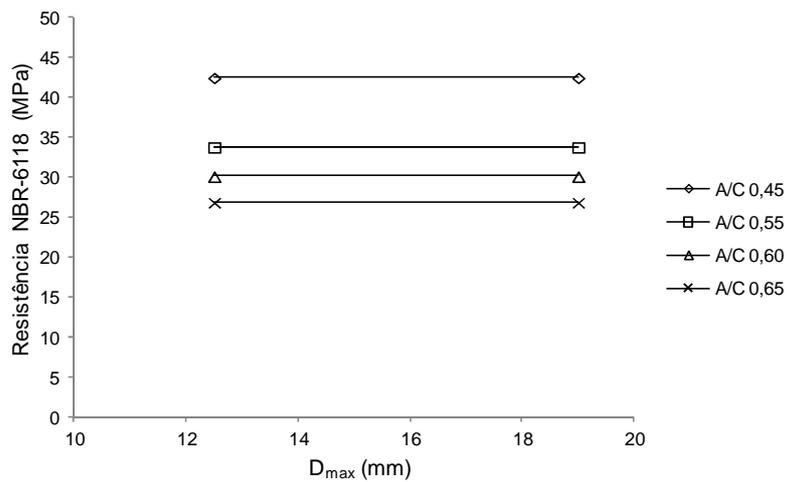


Gráfico 8.53 – Resistência NBR-6118 x Diâmetro máximo – 28 dias.

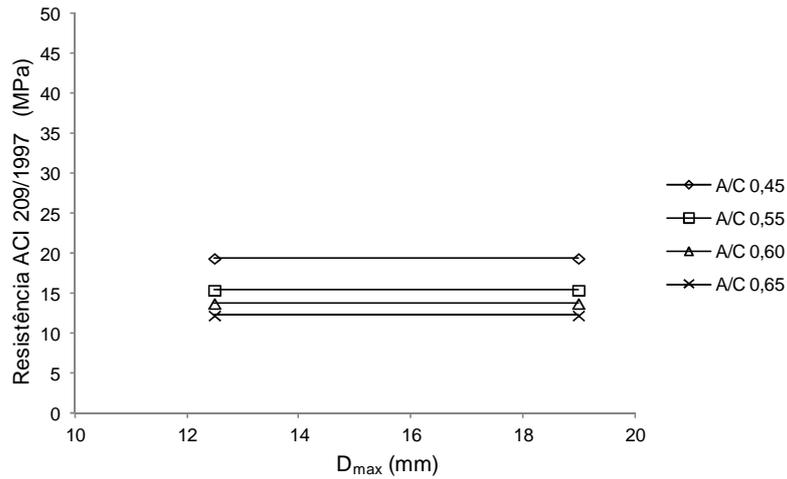


Gráfico 8.54 – Resistência ACI 209 x Diâmetro máximo – 3 dias.

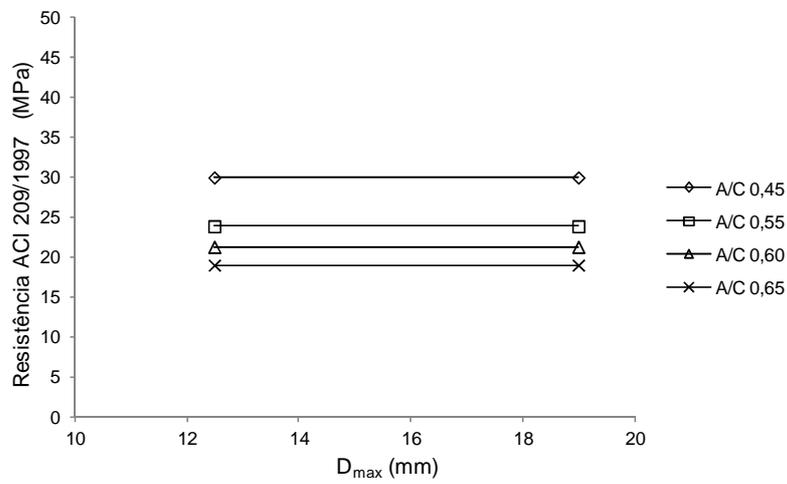


Gráfico 8.55 – Resistência ACI 209 x Diâmetro máximo – 7 dias.

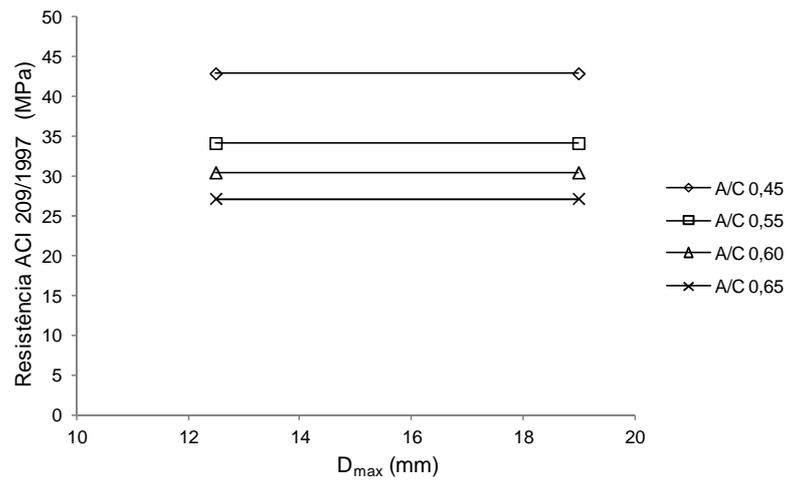


Gráfico 8.56 – Resistência ACI 209 x Diâmetro máximo – 28 dias.

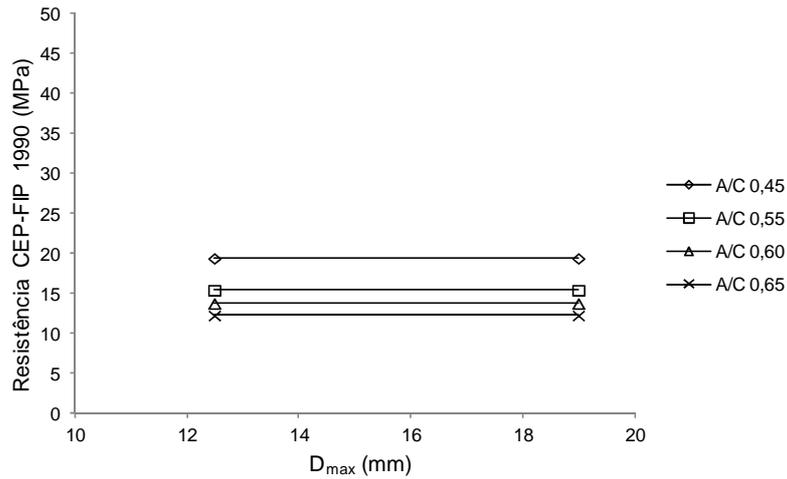


Gráfico 8.57 – Resistência CEP-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 3 dias.

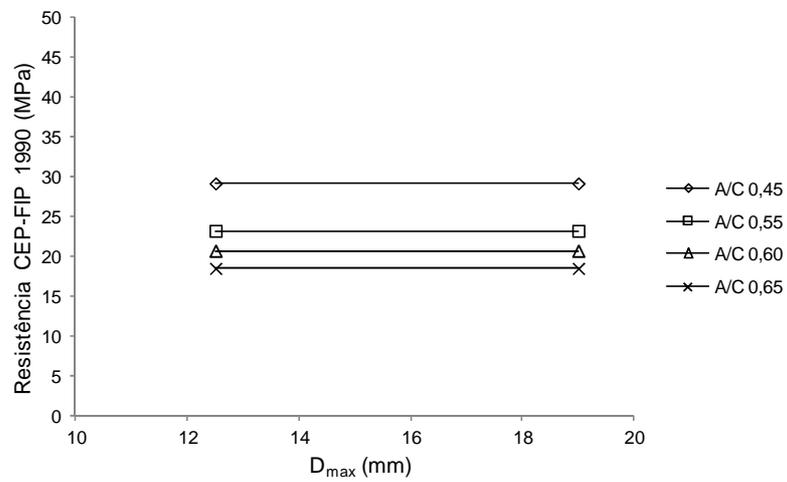


Gráfico 8.58 – Resistência CEP-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 7 dias.

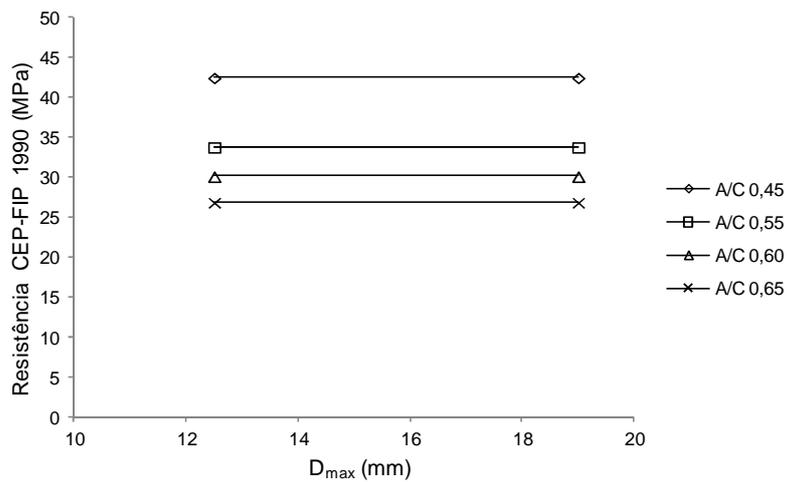


Gráfico 8.59 – Resistência CEP-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 28 dias.

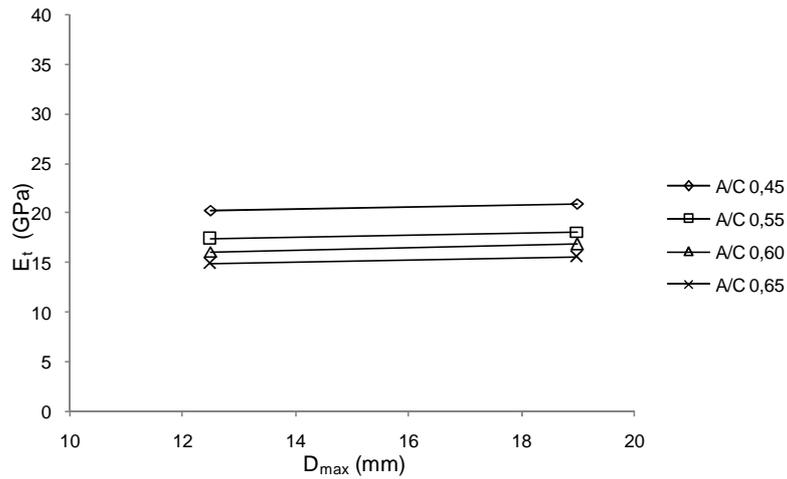


Gráfico 8.60 – Módulo tangente x Diâmetro máximo – 3 dias.

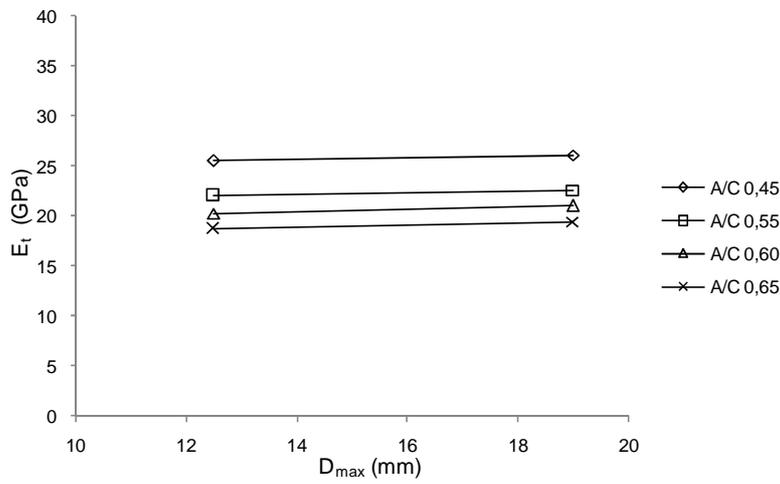


Gráfico 8.61 – Módulo tangente x Diâmetro máximo – 7 dias.

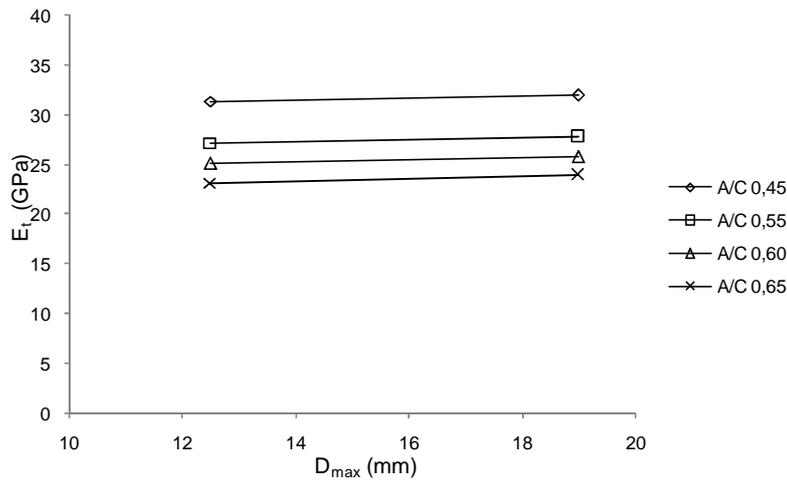


Gráfico 8.62 – Módulo tangente x Diâmetro máximo – 28 dias.

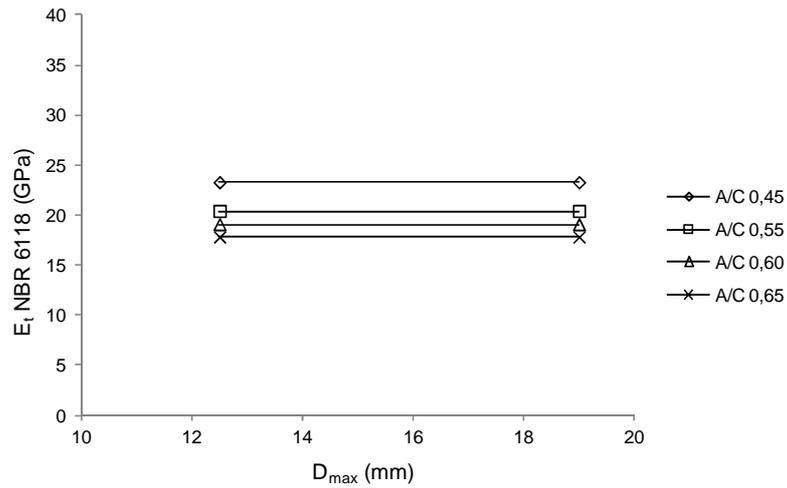


Gráfico 8.63 – Módulo tangente NBR 6118 x Diâmetro máximo – 3 dias.

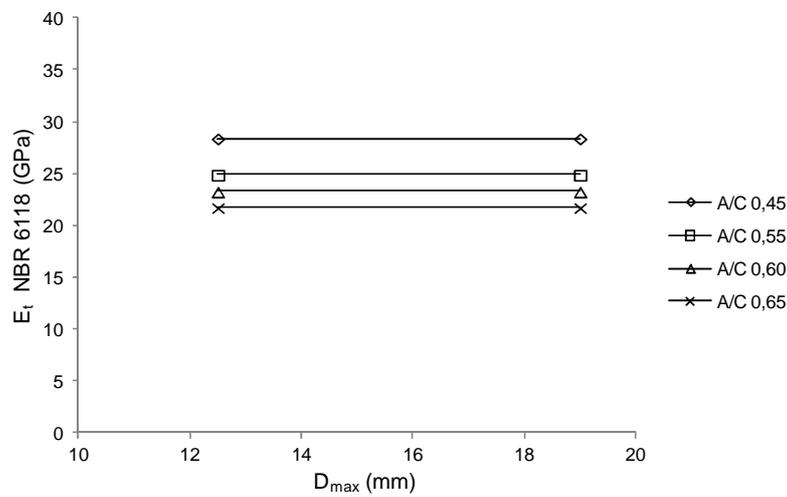


Gráfico 8.64 – Módulo tangente NBR 6118 x Diâmetro máximo – 7 dias.

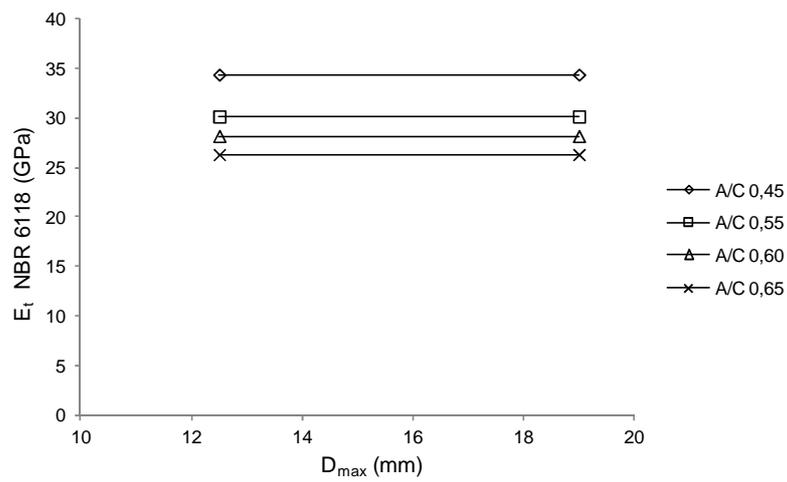


Gráfico 8.65 – Módulo tangente NBR 6118 x Diâmetro máximo – 28 dias.

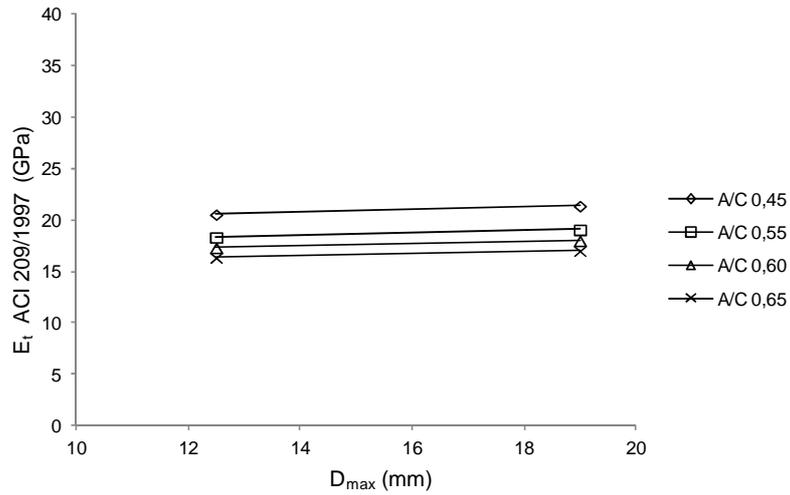


Gráfico 8.66 – Módulo tangente ACI 209 x Diâmetro máximo – 3 dias.

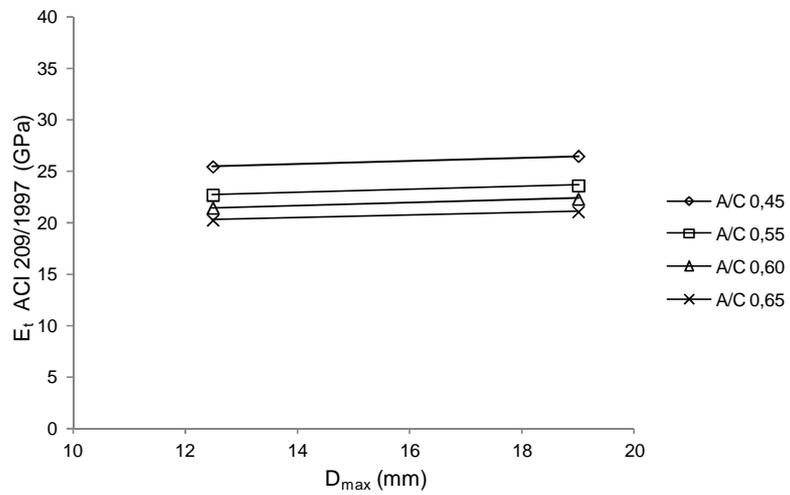


Gráfico 8.67 – Módulo tangente ACI 209 x Diâmetro máximo – 7 dias.

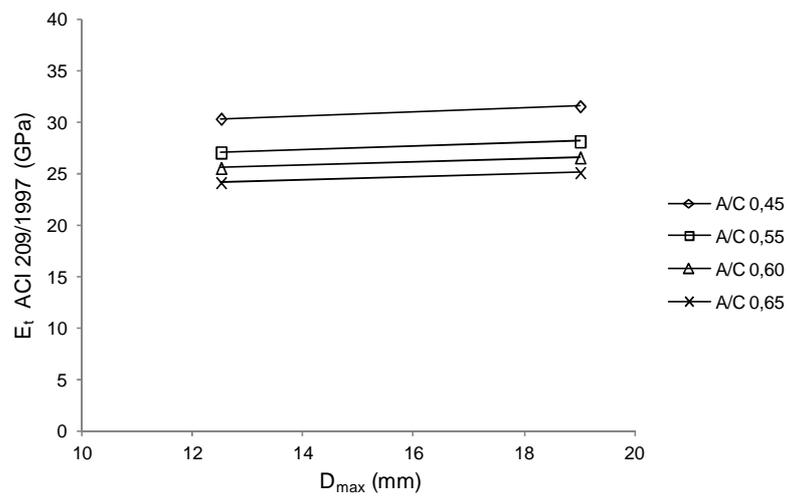


Gráfico 8.68 – Módulo tangente ACI 209 x Diâmetro máximo – 28 dias.

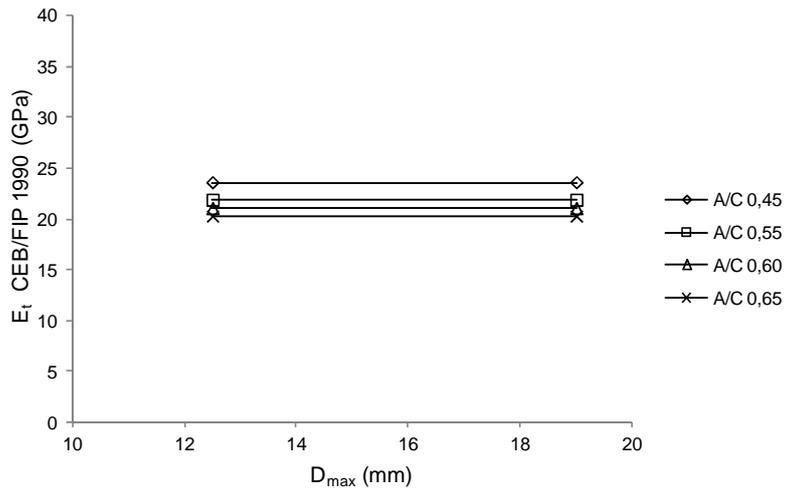


Gráfico 8.69 – Módulo tangente CEB-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 3 dias.

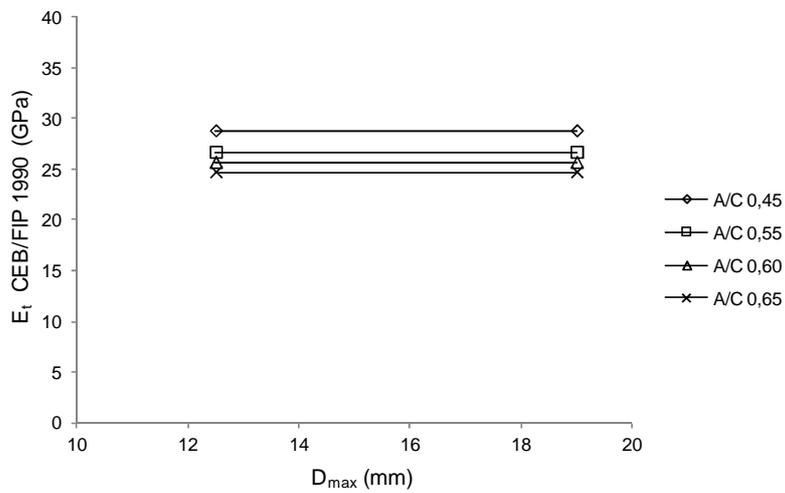


Gráfico 8.70 – Módulo tangente CEB-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 7 dias.

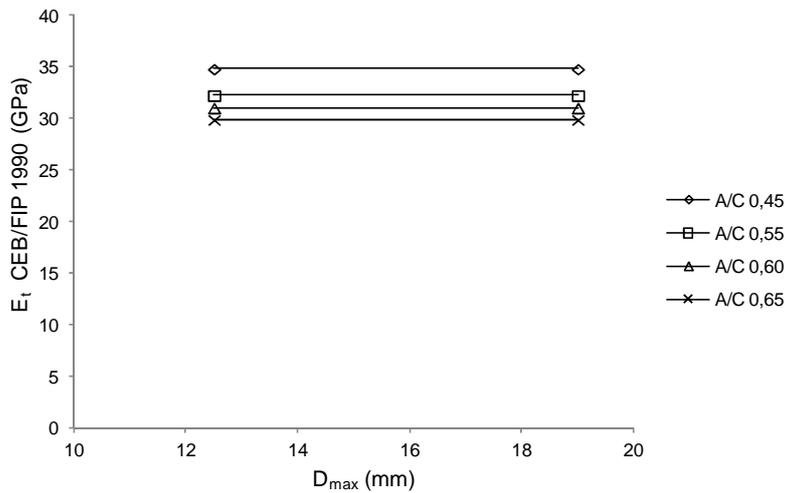


Gráfico 8.71 – Módulo tangente CEB-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 28 dias.

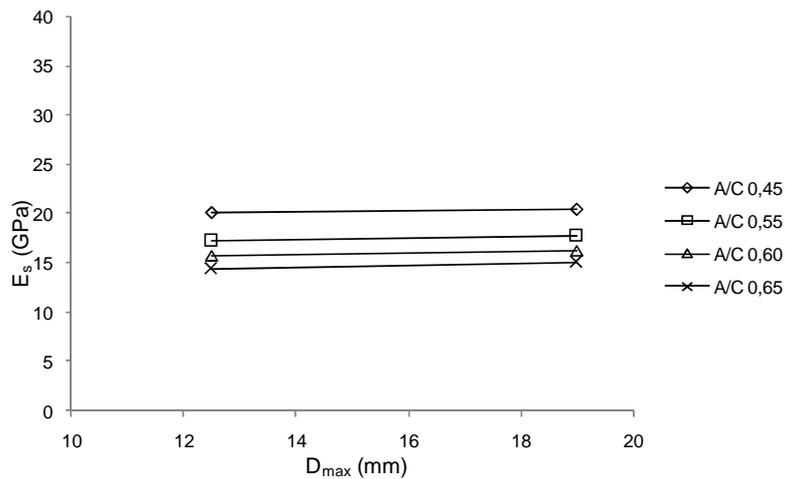


Gráfico 8.72 – Módulo secante x Diâmetro máximo – 3 dias.

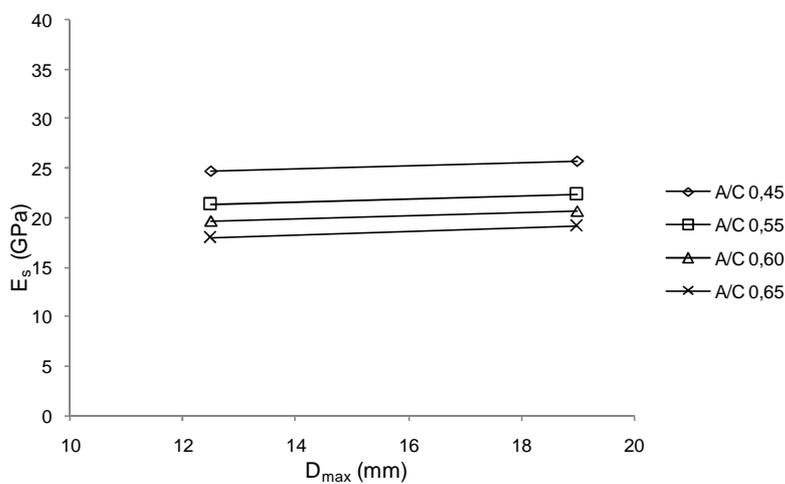


Gráfico 8.73 – Módulo secante x Diâmetro máximo – 7 dias.

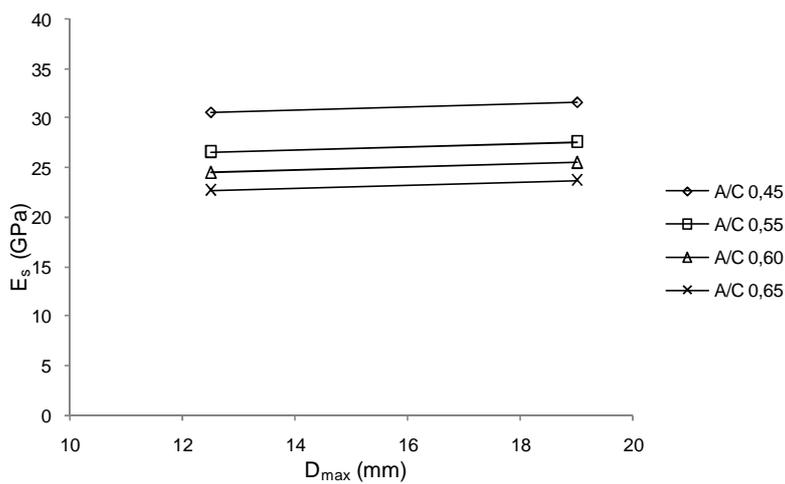


Gráfico 8.74 – Módulo secante x Diâmetro máximo – 28 dias.

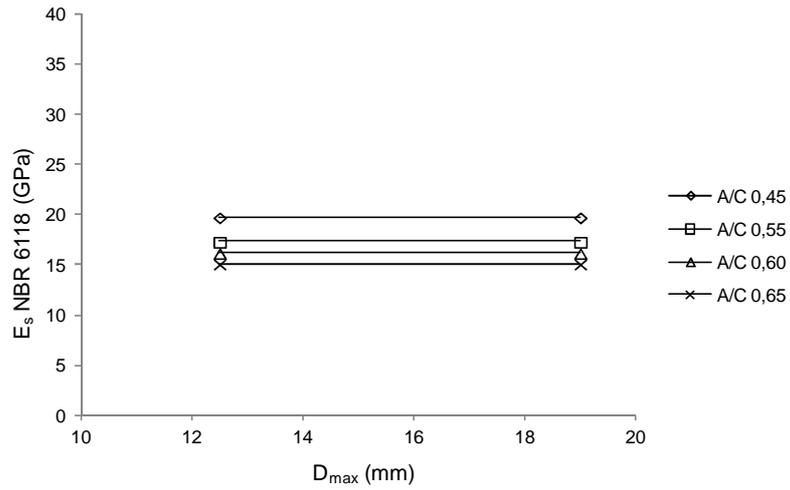


Gráfico 8.75 – Módulo secante NBR 6118 x Diâmetro máximo – 3 dias.

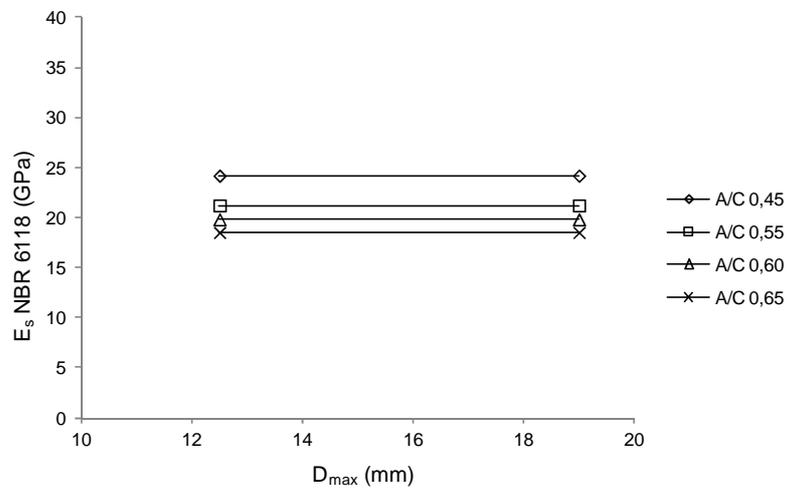


Gráfico 8.76 – Módulo secante NBR 6118 x Diâmetro máximo – 7 dias.

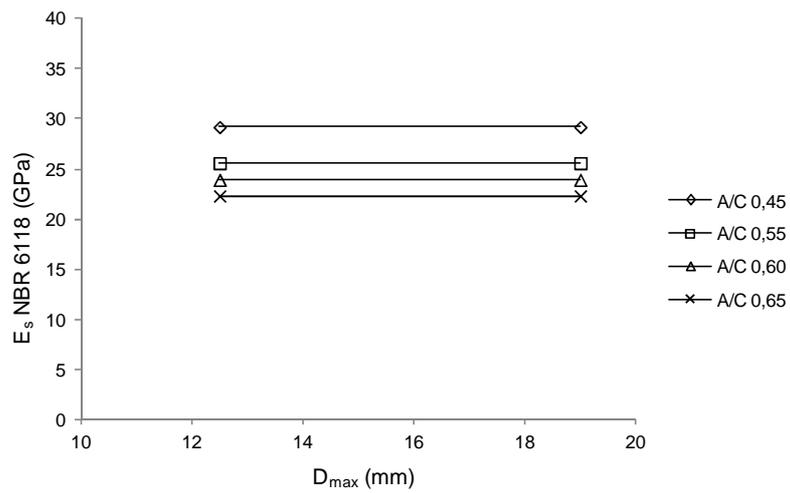


Gráfico 8.77 – Módulo secante NBR 6118 x Diâmetro máximo – 28 dias.

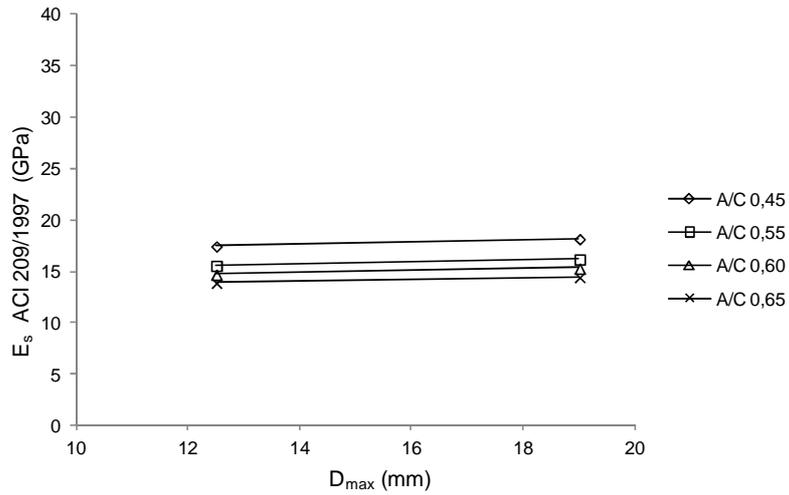


Gráfico 8.78 – Módulo secante ACI 209 x Diâmetro máximo – 3 dias.

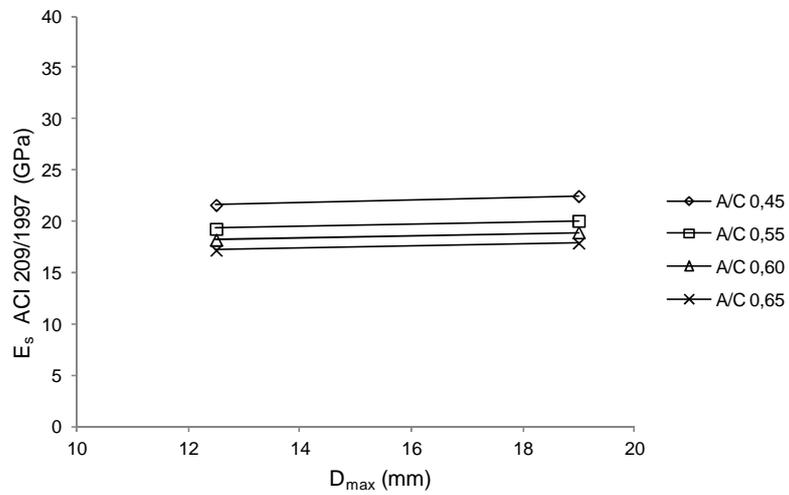


Gráfico 8.79 – Módulo secante ACI 209 x Diâmetro máximo – 7 dias.

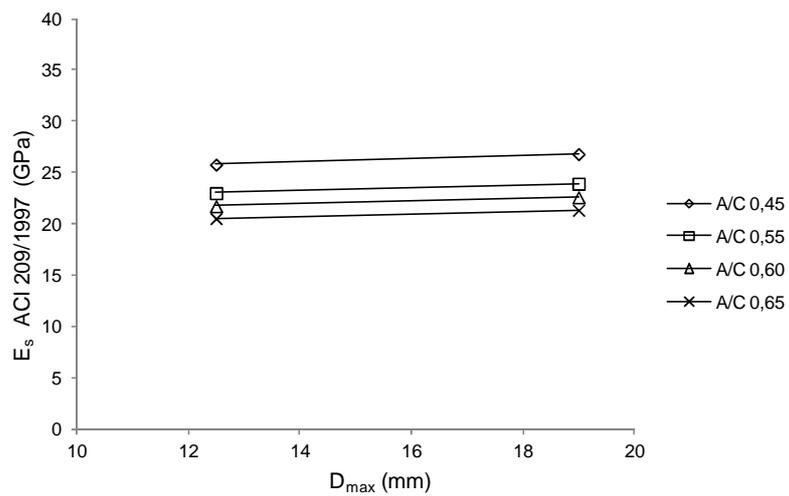


Gráfico 8.80 – Módulo secante ACI 209 x Diâmetro máximo – 28 dias.

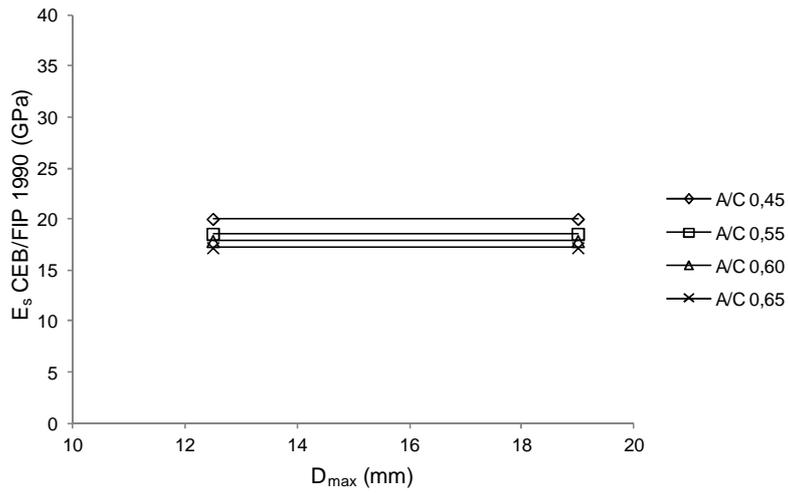


Gráfico 8.81 – Módulo secante CEB-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 3 dias.

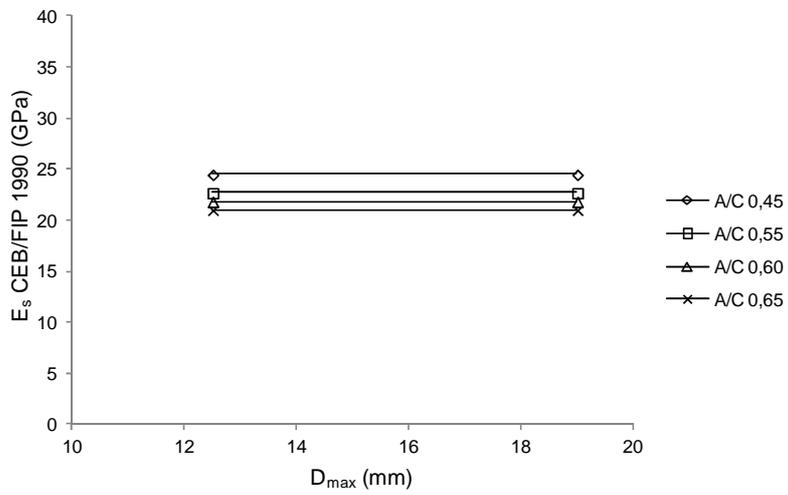


Gráfico 8.82 – Módulo secante CEB-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 7 dias.

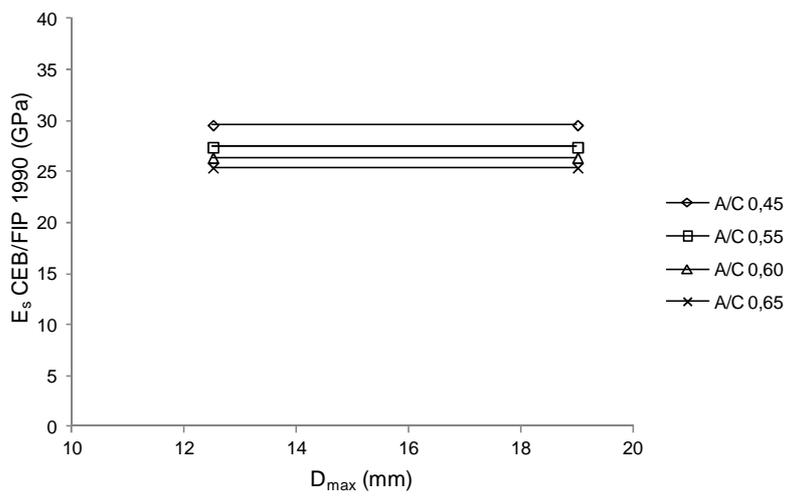


Gráfico 8.83 – Módulo secante CEB-FIP 1990 x Diâmetro máximo – 28 dias.

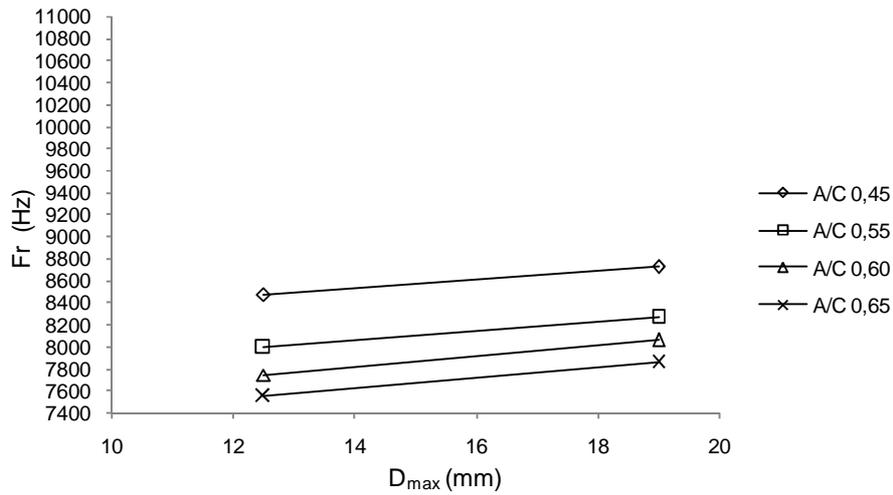


Gráfico 8.84 – Frequência ressonante x Diâmetro máximo – 3 dias.

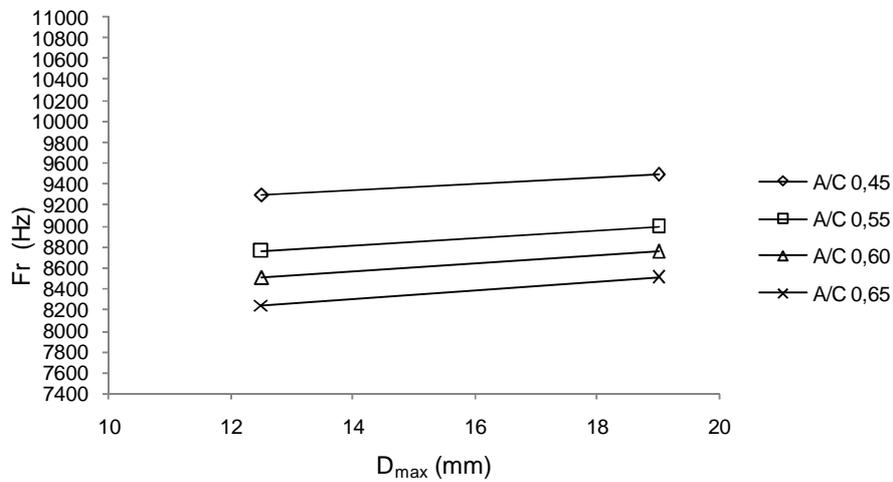


Gráfico 8.85 – Frequência ressonante x Diâmetro máximo – 7 dias.

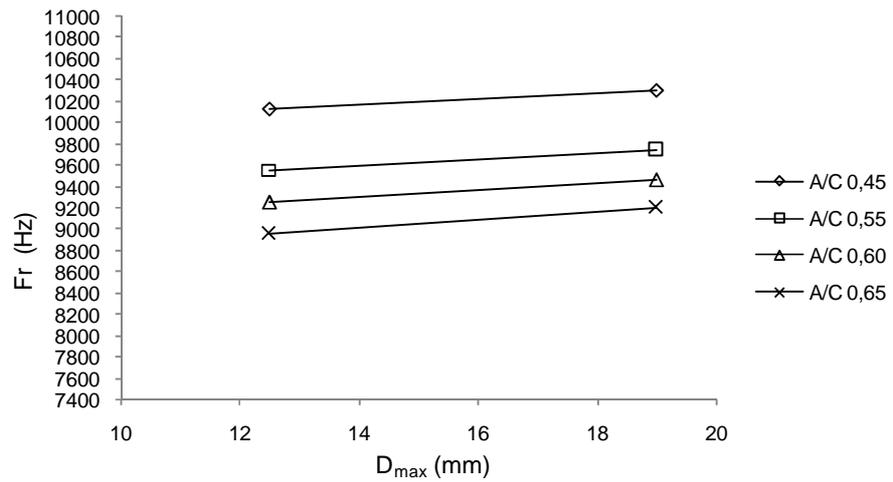


Gráfico 8.86 – Frequência ressonante x Diâmetro máximo – 28 dias.

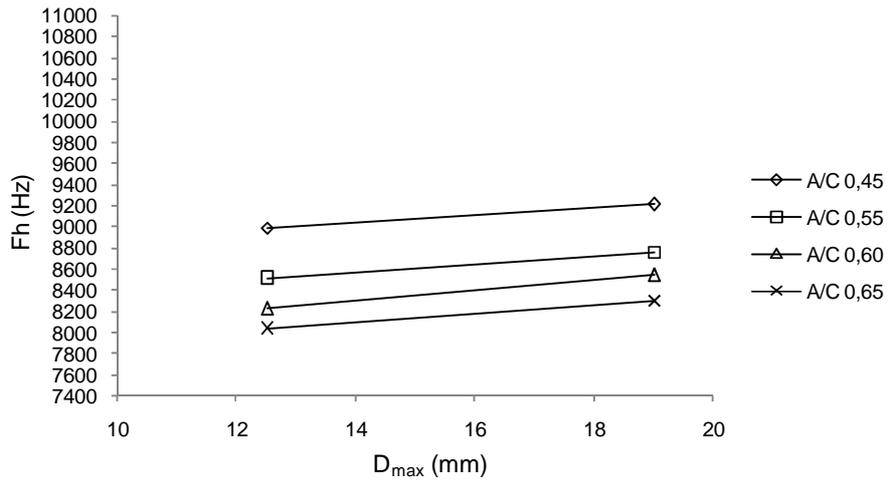


Gráfico 8.87 – Alta frequência x Diâmetro máximo – 3 dias.

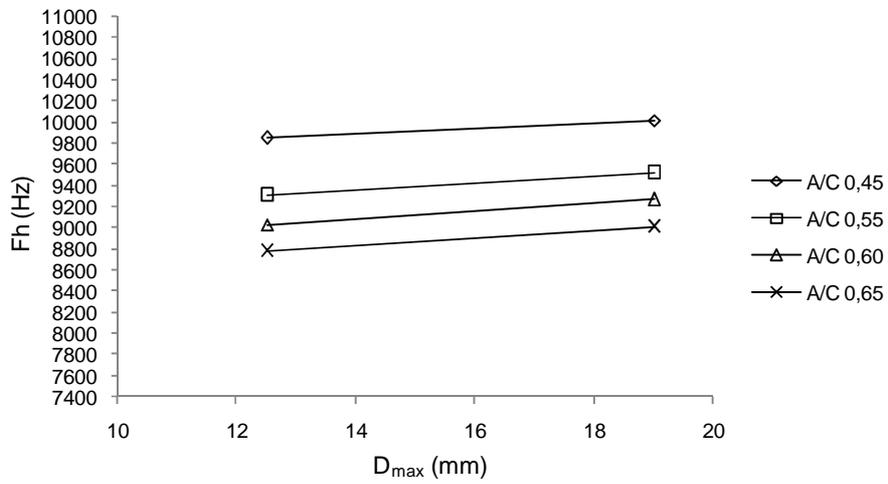


Gráfico 8.88 – Alta frequência x Diâmetro máximo – 7 dias.

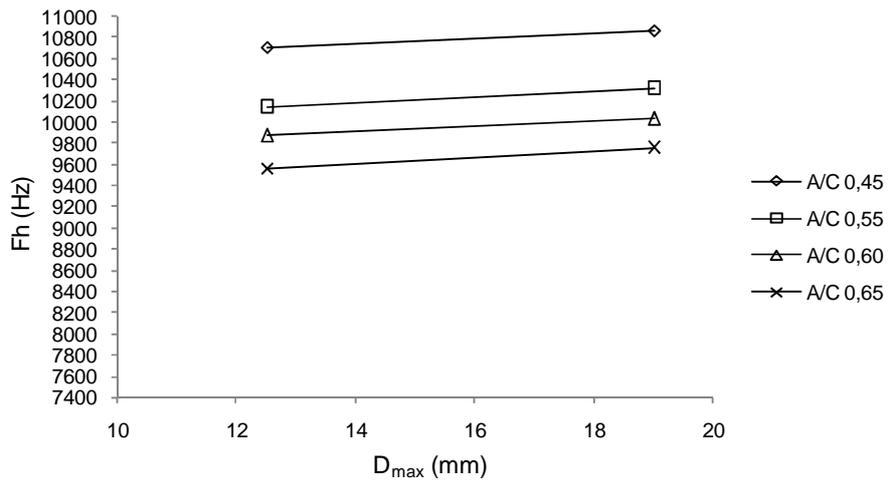


Gráfico 8.89 – Alta frequência x Diâmetro máximo – 28 dias.

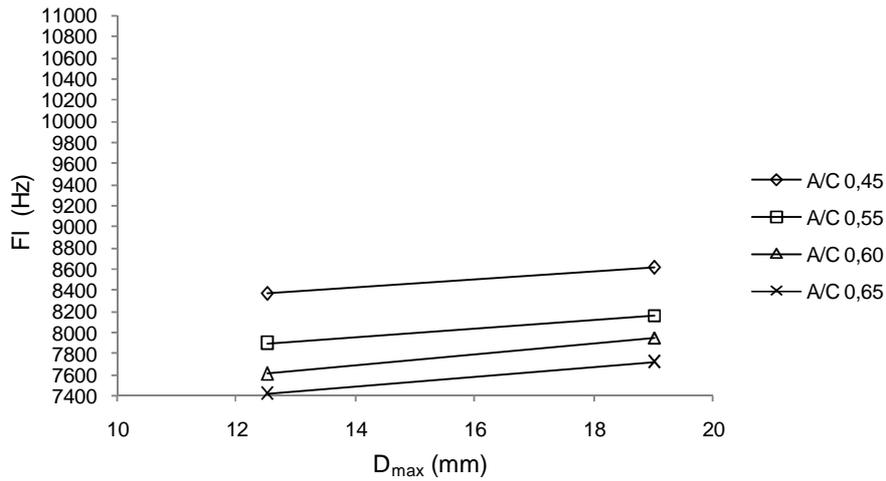


Gráfico 8.90 – Baixa frequência x Diâmetro máximo – 3 dias.

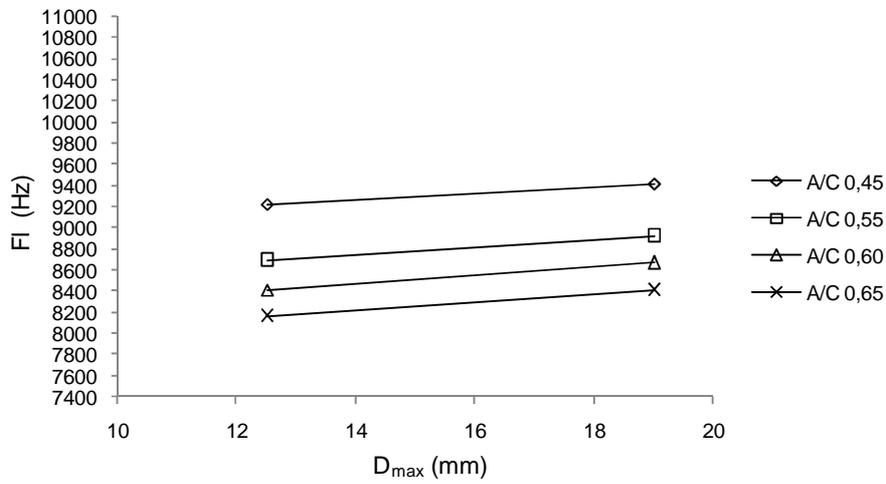


Gráfico 8.91 – Baixa frequência x Diâmetro máximo – 7 dias.

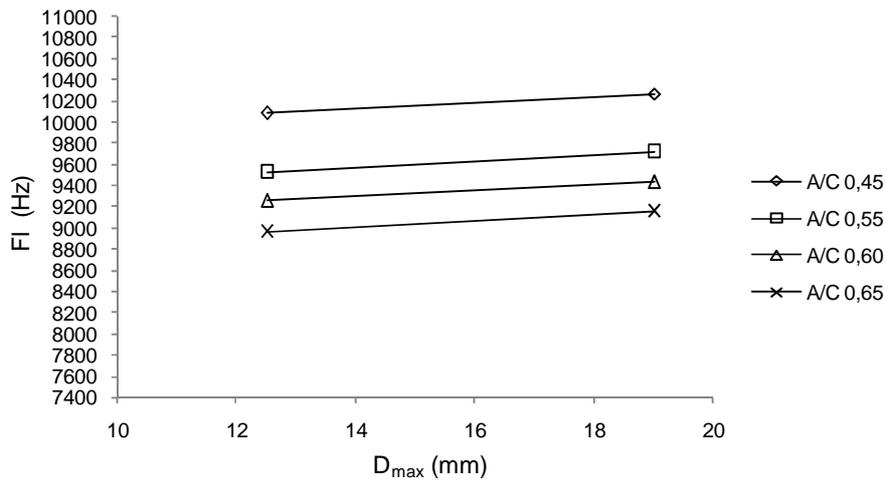


Gráfico 8.92 – Baixa frequência x Diâmetro máximo – 28 dias.

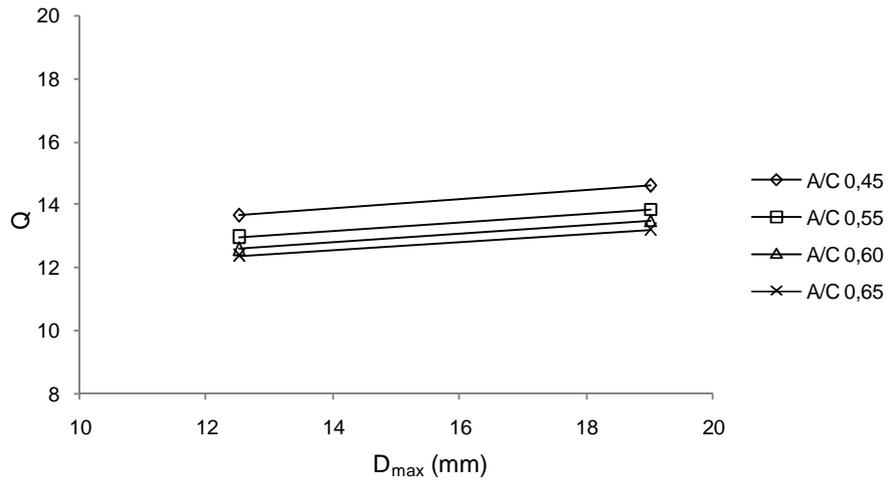


Gráfico 8.93 – Fator de qualidade x Diâmetro máximo – 3 dias.

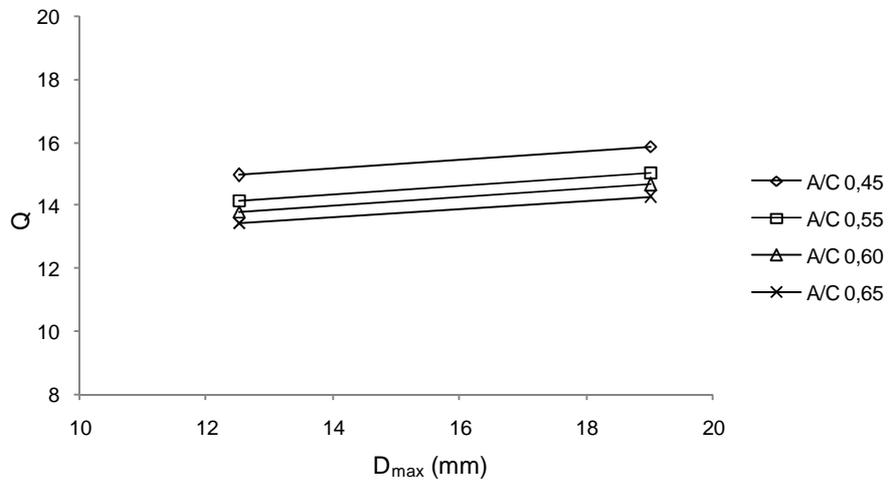


Gráfico 8.94 – Fator de qualidade x Diâmetro máximo – 7 dias.

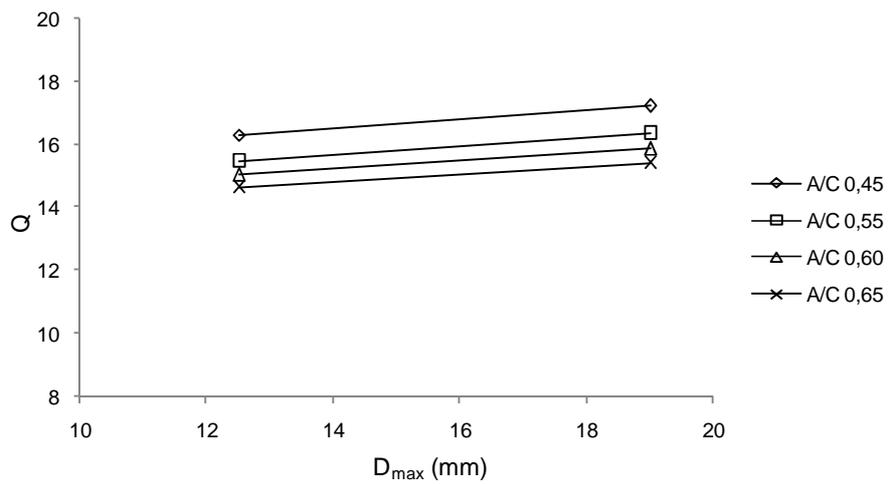


Gráfico 8.95 – Fator de qualidade x Diâmetro máximo – 28 dias.

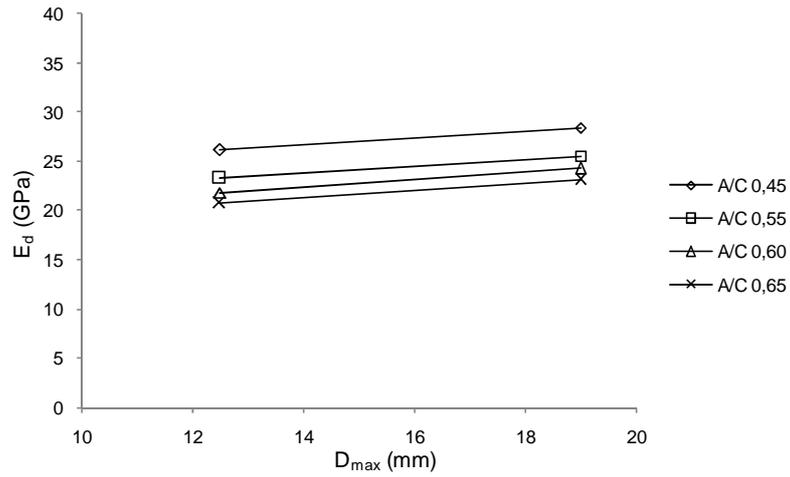


Gráfico 8.96 – Módulo dinâmico x Diâmetro máximo – 3 dias.

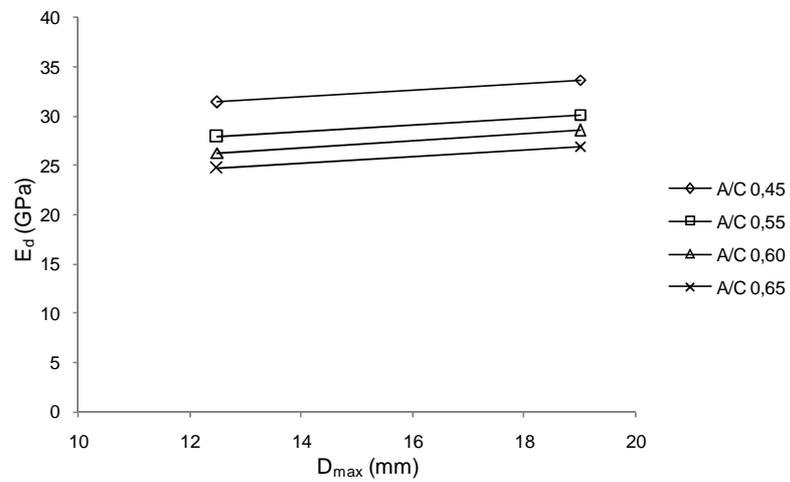


Gráfico 8.97 – Módulo dinâmico x Diâmetro máximo – 7 dias.

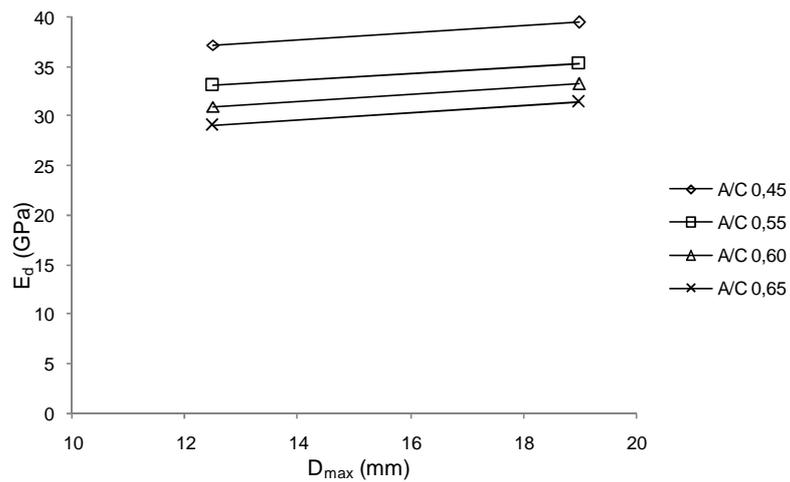
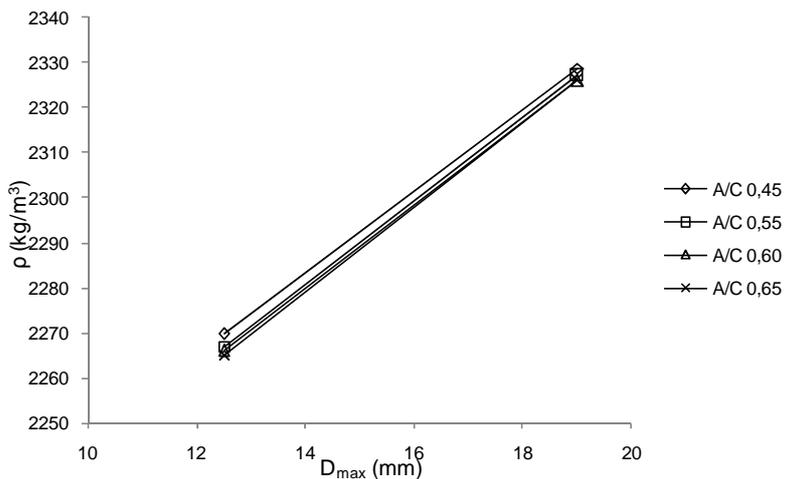
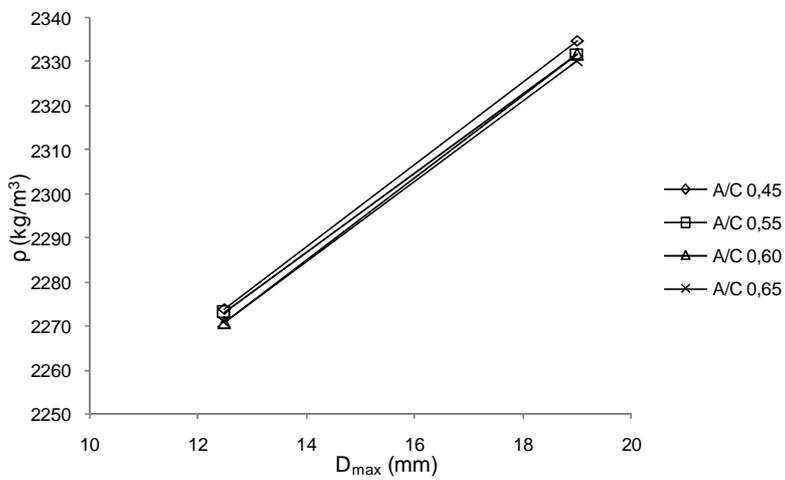
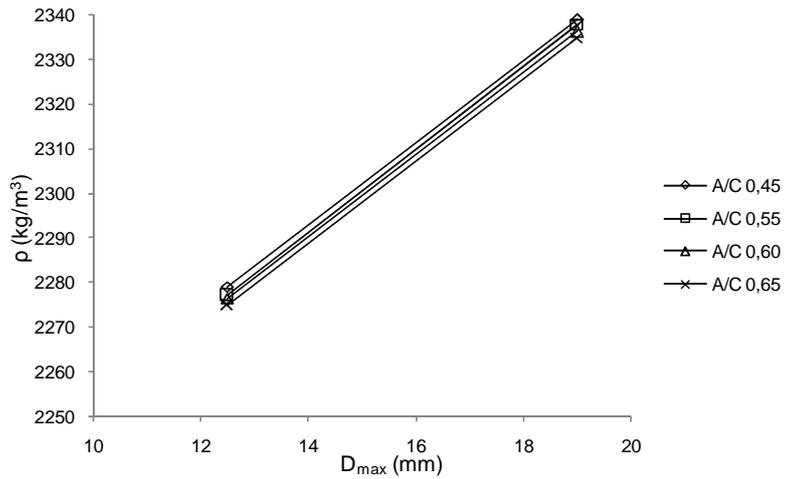


Gráfico 8.98 – Módulo dinâmico x Diâmetro máximo – 28 dias.



8.2 APÊNDICE B

8.2.1 FREQUÊNCIA RESSONANTE EM METAIS

Os ensaios para determinar a frequência ressonante dos metais foram realizados em corpos-de-prova de aço e alumínio de 10, 15, 20, 25 e 30 cm de comprimento, nas formas circular de diâmetro de 19 e 50,8 mm, e na forma quadrada de lado 19 e 50,8 mm, segundo a norma americana *Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens* da *American Society for Testing and Materials* (ASTM C 215, 2008), e a norma britânica *Recommendations for the measurement of dynamic modulus of elasticity* da *British Standards Institution* (BS 1881: Part 209:1990). Os ensaios de frequência ressonante das amostras foram feitos pelo equipamento mostrado na Figura 4.2, e os resultados médios das frequências ressonantes (F_r), frequências altas (F_h), frequências baixas (F_l) e os coeficientes de qualidade (Q) encontram-se nas Tabelas 8.1 a 8.4.

Tabela 8.1 – Frequência ressonante dos metais.

Fr (Hz)	Comprimento (m)				
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
Aço Circ 19 mm	25580	17380	13000	10480	8800
Aço Circ 50,8 mm	25200	17160	13000	10600	8780
Aço Quad 19 mm	25400	17340	13000	10440	8780
Aço Quad 50,8 mm	24980	17000	12880	10400	8780
Alumínio Circ 19 mm	25000	17200	13080	10440	8800
Alumínio Circ 50,8 mm	25360	16800	12640	10240	8780
Alumínio Quad 19 mm	24760	16680	12620	10180	8600
Alumínio Quad 50,8 mm	24532	17000	12880	10380	8600

Tabela 8.2 – Alta frequência dos metais.

Fh (Hz)	Comprimento (m)				
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
Aço Circ 19 mm	26136	17960	13580	11040	9380
Aço Circ 50,8 mm	25780	17680	13580	11180	9320
Aço Quad 19 mm	25980	17880	13580	10980	9360
Aço Quad 50,8 mm	25540	17560	13420	10980	9340
Alumínio Circ 19 mm	25580	17780	13640	11000	9380
Alumínio Circ 50,8 mm	25920	17380	13180	10800	9360
Alumínio Quad 19 mm	25360	17240	13180	10780	9180
Alumínio Quad 50,8 mm	25092	17580	13300	10980	9180

Tabela 8.3 – Baixa frequência dos metais.

Fl (Hz)	Comprimento (m)				
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
Aço Circ 19 mm	25572	17320	13000	10400	8780
Aço Circ 50,8 mm	25200	17100	12960	10580	8700
Aço Quad 19 mm	25380	17220	13000	10400	8736
Aço Quad 50,8 mm	24920	17000	12800	10400	8704
Alumínio Circ 19 mm	24800	17200	13000	10400	8780
Alumínio Circ 50,8 mm	25280	16780	12600	10200	8720
Alumínio Quad 19 mm	24580	16600	12600	10140	8540
Alumínio Quad 50,8 mm	24400	16960	12800	10340	8560

Tabela 8.4 – Fator de qualidade dos metais.

Q	Comprimento (m)				
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
Aço Circ 19 mm	45,41	27,16	22,41	16,38	14,67
Aço Circ 50,8 mm	43,45	29,59	20,97	17,67	14,16
Aço Quad 19 mm	42,33	26,27	22,41	18,00	14,07
Aço Quad 50,8 mm	40,29	30,36	20,77	17,93	13,81
Alumínio Circ 19 mm	32,05	29,66	20,44	17,40	14,67
Alumínio Circ 50,8 mm	39,63	28,00	21,79	17,07	13,72
Alumínio Quad 19 mm	31,74	26,06	21,76	15,91	15,84
Alumínio Quad 50,8 mm	35,48	27,42	25,76	16,22	13,87

Os gráficos das frequências ressonantes (F_r), frequências altas (F_h), frequências baixas (F_l) e os coeficientes de qualidade (Q) em relação aos comprimentos dos corpos-de-prova de aço e alumínio, nas formas circular e quadrada, estão nos Gráficos 8.102 a 8.105.

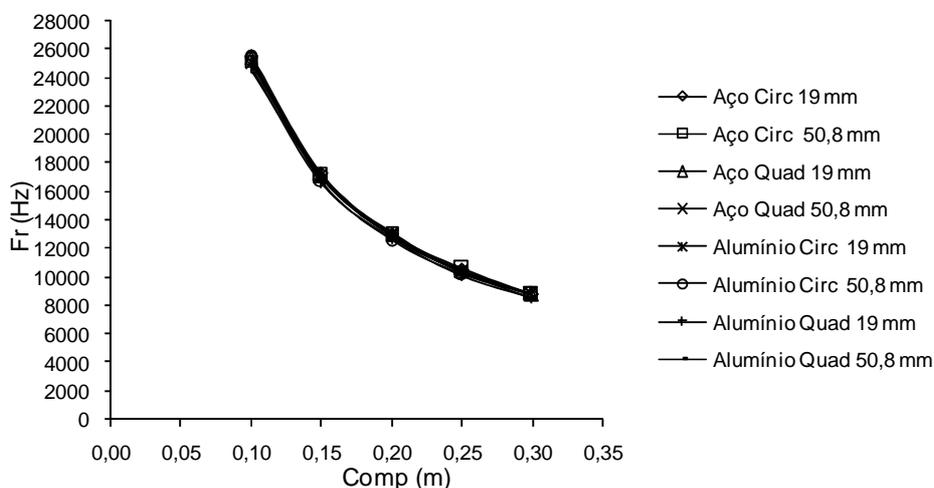


Gráfico 8.102 – Relação entre a frequência ressonante e o comprimento da amostra.

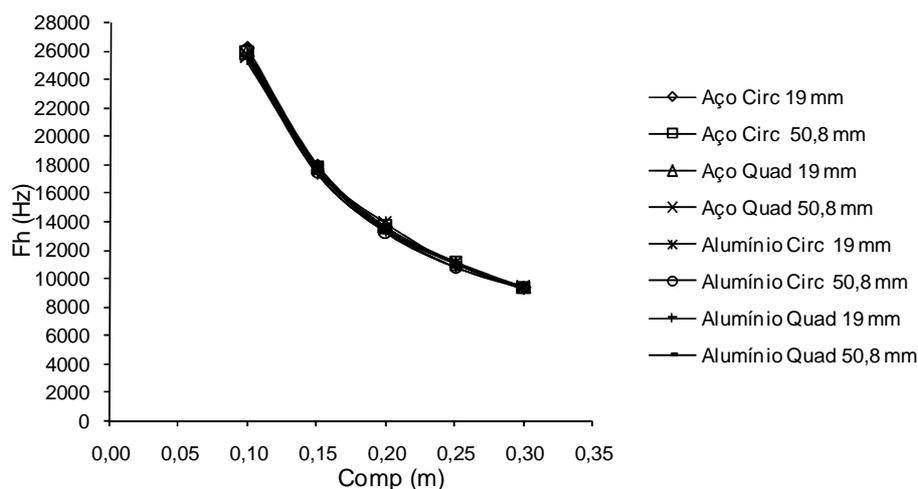


Gráfico 8.103 – Relação entre a alta frequência e o comprimento da amostra.

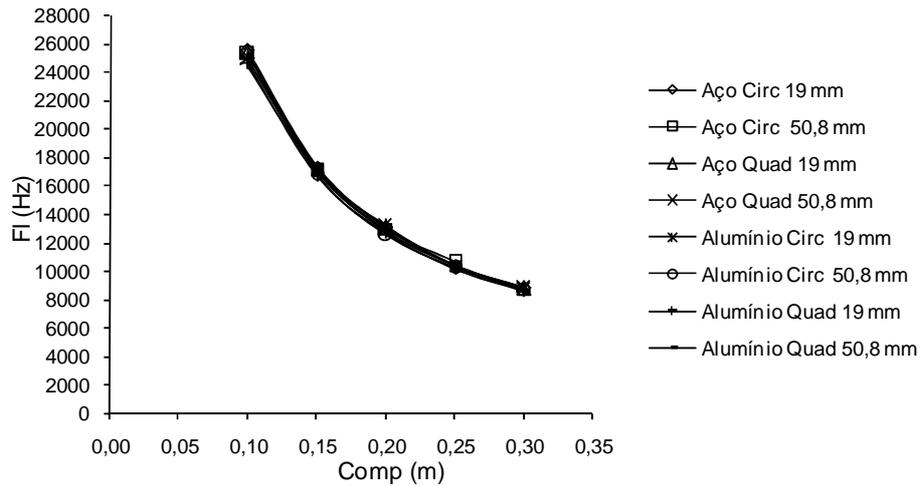


Gráfico 8.104 – Relação entre a baixa frequência e o comprimento da amostra.

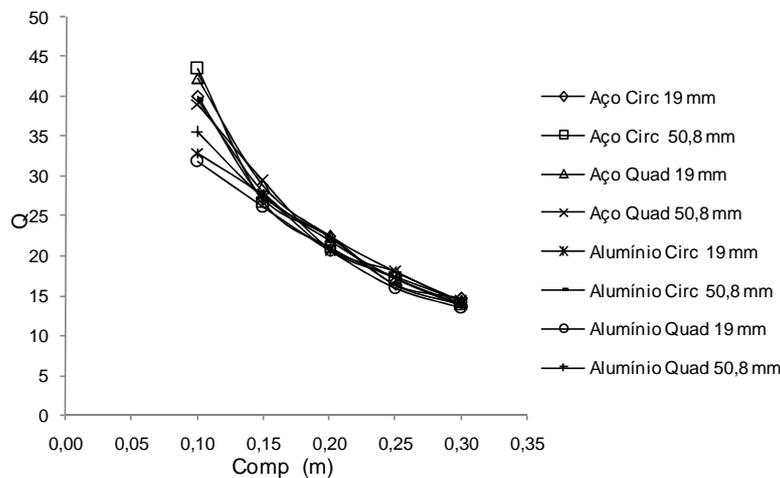


Gráfico 8.105 – Relação entre o fator de qualidade e o comprimento da amostra.

A Figura 3.17 mostra que a frequência ressonante de vários tipos de materiais é influenciada pela mudança do comprimento da amostra, indicando a tendência da frequência ressonante reduzir com o crescente comprimento do corpo-de-prova. Os Gráficos 8.102 a 8.104 mostram que as frequências ressonantes (F_r), frequências altas (F_h) e as frequências baixas (F_l) das barras de aço e alumínio, nas formas circular e quadrada, decrescem com o aumento do comprimento do corpo-de-prova. O mesmo comportamento é notado quando relaciona as frequências com os comprimento/espessura, como mostram os Gráficos 8.106 a 8.108. O fator de qualidade (Q) também diminui com o aumento do comprimento do corpo-de-prova, como mostra o Gráfico 8.105, e com a relação comprimento/espessura da amostra, mostrado no Gráfico 8.109, seguindo a mesma tendência dos valores obtidos das frequências.

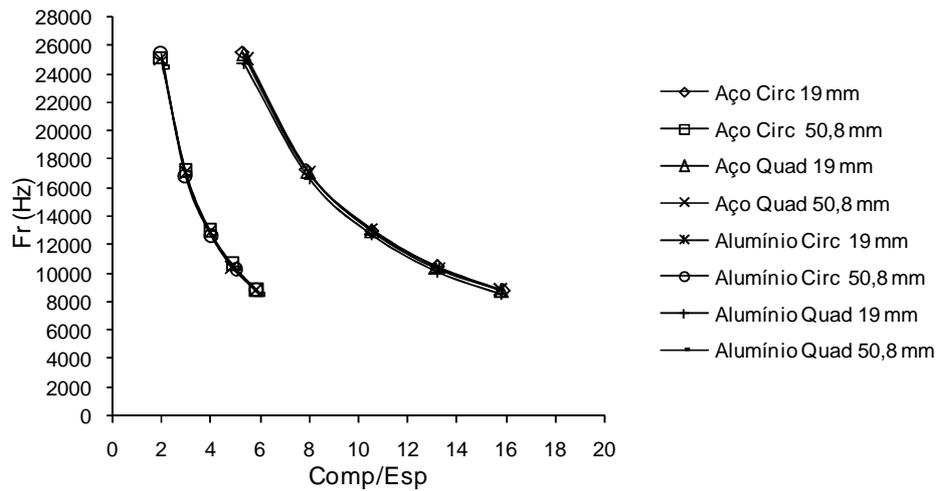


Gráfico 8.106 – Relação entre a frequência ressonante e o comprimento/espessura da amostra.

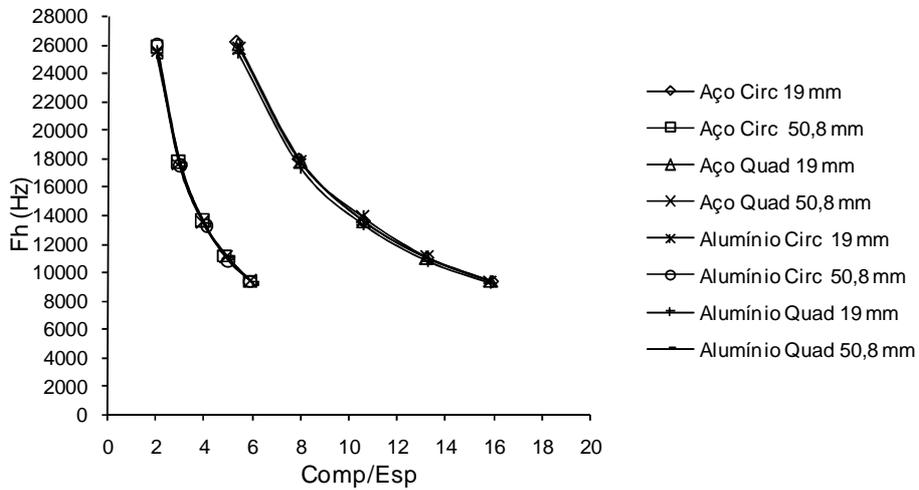


Gráfico 8.107 – Relação entre a alta frequência e o comprimento/espessura da amostra.

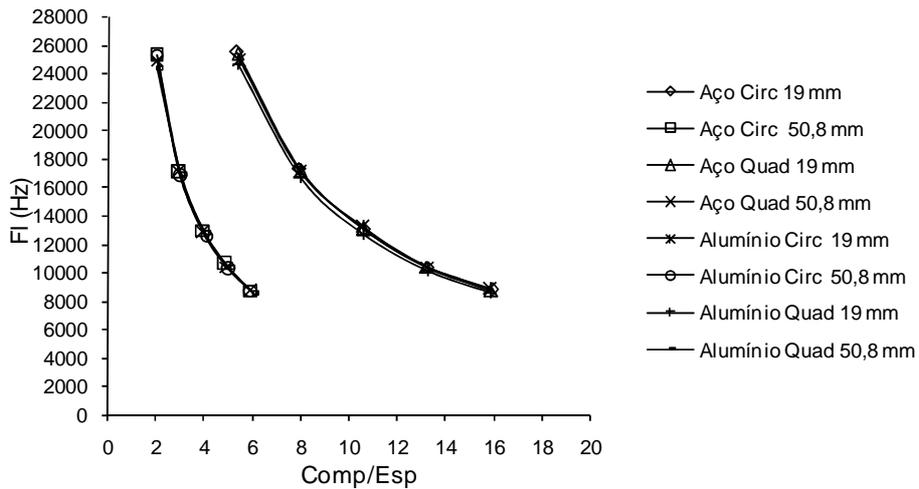


Gráfico 8.108 – Relação entre a baixa frequência e o comprimento/espessura da amostra.

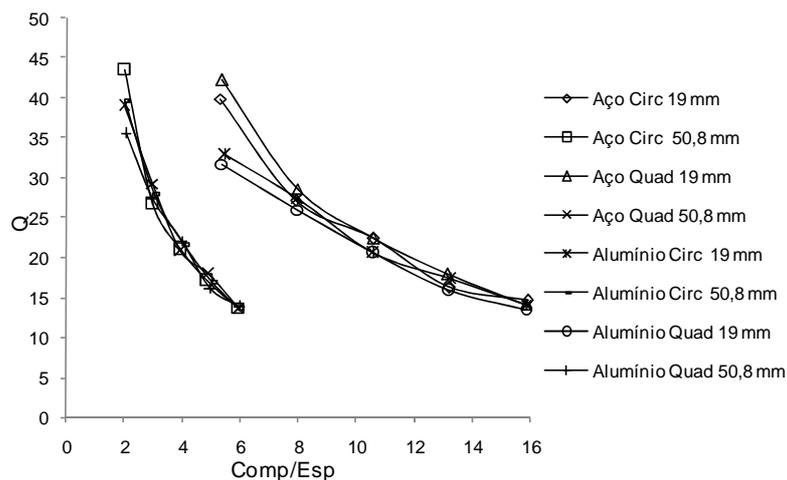


Gráfico 8.109 – Relação entre o coeficiente de qualidade e o comprimento/espessura da amostra.

O Gráfico 8.110 mostra que as massas específicas das barras de aço e de alumínio mantêm constantes com o aumento do comprimento das barras, mostrando que os aços e aluminios ensaiados são os mesmos. Como mostra o gráfico, a massa específica do aço é bem maior do que a massa específica do alumínio, e o mesmo comportamento é mostrado no Gráfico 8.111, que relaciona a massa específica com o comprimento/espessura das amostras.

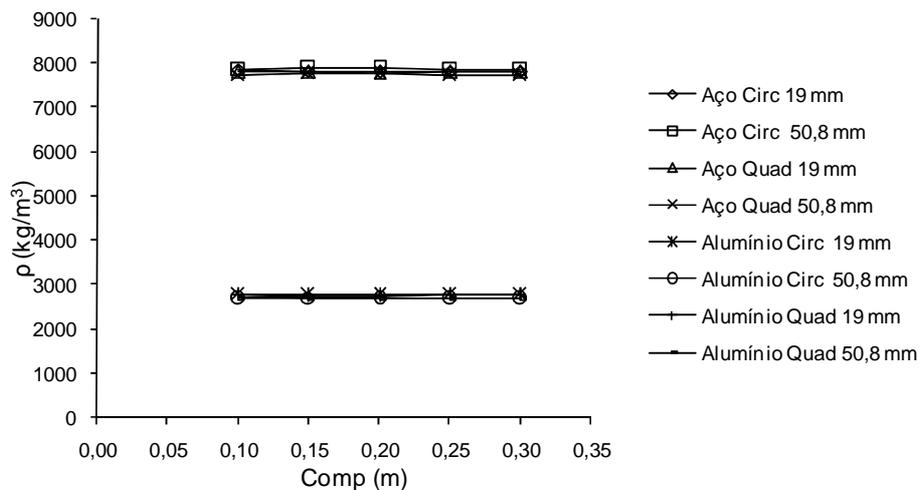


Gráfico 8.110 – Relação entre a massa específica e o comprimento da amostra.

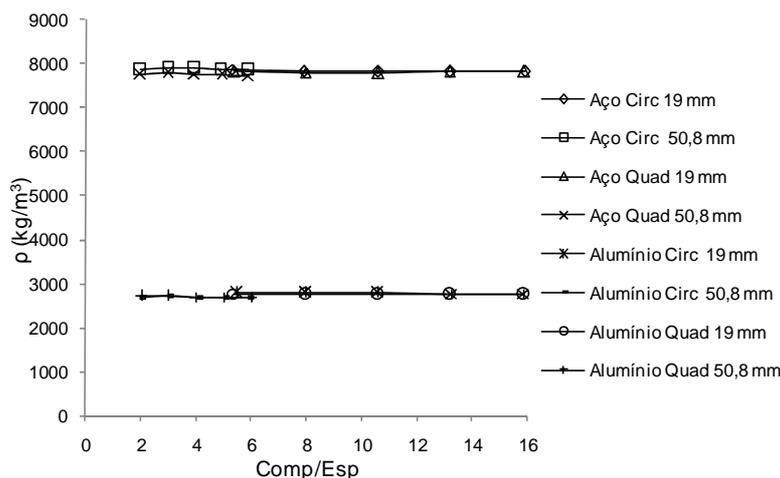


Gráfico 8.111 – Relação entre a massa específica e o comprimento/espessura da amostra.

Os valores das frequências são praticamente iguais para os corpos-de-prova de aço e alumínio de mesmo comprimento, independente da forma e espessura da amostra, e quando relacionados com os seus comprimentos, todas as suas curvas se sobrepõem uma às outras. Os Gráficos 8.102, 8.103 e 8.104 mostram esse comportamento para as frequências ressonantes (F_r), frequências altas (F_h) e frequências baixas (F_l). A relação das frequências com a razão comprimento/espessura mostra que as curvas se sobrepõem uma às outras, separadas em função das espessuras das amostras, independente das suas formas circular ou quadrada, e dos materiais aço e alumínio que as constituem, como mostram os Gráficos 8.106, 8.107 e 8.108. Os mesmos comportamentos das amostras de aço e alumínio descritos para as frequências acontecem também para o coeficiente de qualidade, como mostram os Gráficos 8.105 e 8.109.

Mesmo que a massa específica do aço seja muito superior à massa específica do alumínio, como mostra os Gráficos 8.110 e 8.111, os seus valores não interferem significativamente nos resultados de suas frequências, sendo praticamente idênticas para cada comprimento das amostras, independentes dos materiais que as constituem. Apesar da grande diferença entre a massa específica do aço e alumínio, verifica-se que o valor da frequência é praticamente o mesmo, para cada comprimento. Acredita-se que a forma quase idêntica das estruturas desses dois materiais seja responsável pelo valor da quase igual frequência.

8.2.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO EM METAIS

As equações (3.35), (3.37) e (3.39), desenvolvidas para estimar o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal dos metais, segundo a norma americana C 215 (ASTM, 2008) e a norma britânica BS 1881: Part 209 (BSI, 1990), dentre outros. Utilizam-se os valores medidos de frequência ressonante e a massa específica dos corpos-de-prova de aço e alumínio, de 10, 15, 20, 25 e 30 cm de comprimento, nas formas circular de diâmetro de 19 e 50,8 mm, e na forma quadrada de lado 19 e 50,8 mm, para estimar os seus módulos de elasticidade dinâmicos. Os valores médios dos módulos de elasticidade dinâmico dos metais encontram-se na Tabela 8.5.

Tabela 8.5 – Módulo de elasticidade dinâmico dos metais.

E_d (GPa)	Comprimento (m)				
	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
Aço Circ 19 mm	210,16	230,61	213,60	216,51	221,13
Aço Circ 50,8 mm	207,65	211,90	215,28	215,62	219,03
Aço Quad 19 mm	211,76	212,54	212,62	213,13	219,14
Aço Quad 50,8 mm	201,10	204,96	207,88	209,13	214,32
Alumínio Circ 19 mm	75,38	76,00	76,95	76,76	77,94
Alumínio Circ 50,8 mm	70,87	71,53	72,96	73,25	75,05
Alumínio Quad 19 mm	70,88	70,90	70,94	72,14	73,98
Alumínio Quad 50,8 mm	70,78	72,55	73,73	74,44	74,32

Os Gráficos 8.112 e 8.113 apresentam os módulos de elasticidade dinâmico dos metais.

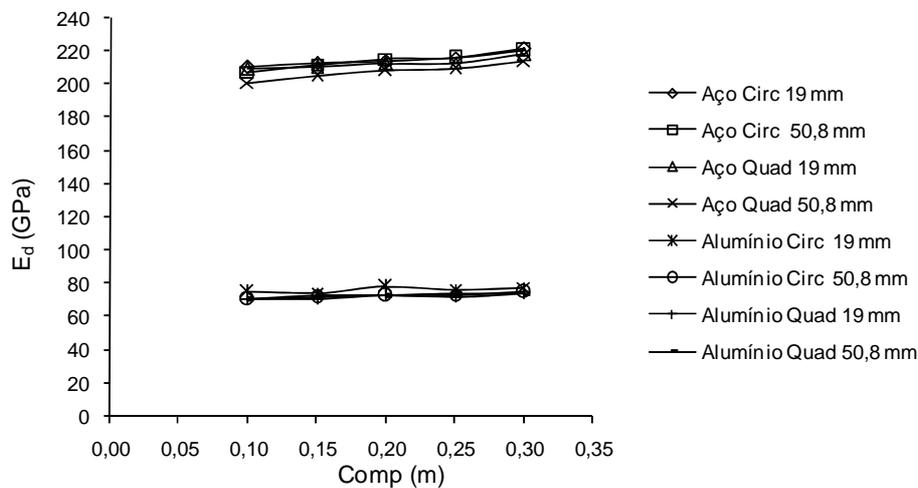


Gráfico 8.112 – Relação do módulo de elasticidade dinâmico dos metais x comprimento.

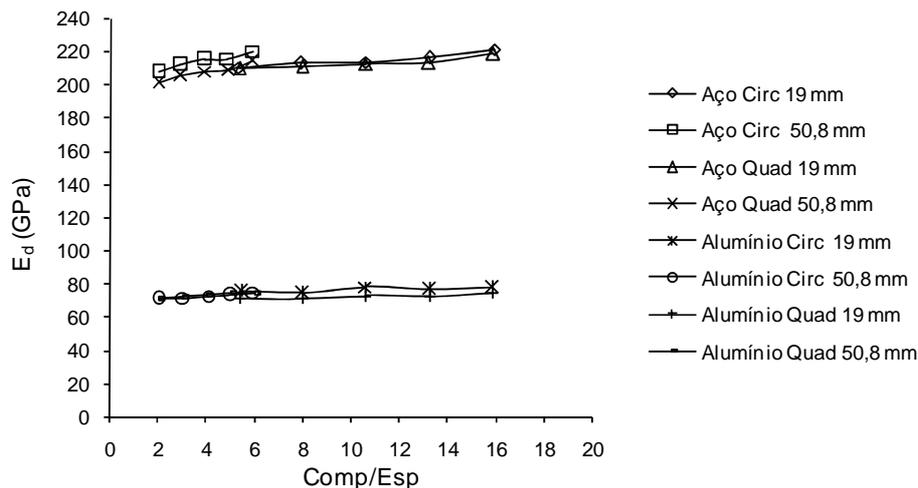


Gráfico 8.113 – Relação do módulo de elasticidade dinâmico dos metais x comprimento/espessura.

O Gráfico 8.112 mostra a evolução do módulo de elasticidade dinâmico dos metais em função do comprimento da amostra, e o Gráfico 8.113, a evolução do módulo de elasticidade dinâmico dos metais em função da relação comprimento/espessura. Como mostra os Gráficos 8.102 e 8.106, as

frequências ressonantes dos aços e alumínio são influenciadas pela mudança do comprimento da amostra, indicando a tendência de reduzir com o aumento do comprimento do corpo-de-prova. Os valores das frequências ressonantes dos metais são praticamente iguais para cada comprimento da amostra, independente da massa específica dos materiais, onde a massa específica do aço tem um valor muito maior do que a massa específica do alumínio, como mostra os Gráficos 8.110 e 8.111. Como as equações que estimam o módulo de elasticidade dinâmico são em função da frequência ressonante e massa específica do material, podemos concluir que o módulo de elasticidade dos metais, mostrados nos Gráficos 8.112 e 8.113, tem influência direta da massa específica dos aços e alumínio, e a sua evolução segue a mesma tendência de suas massas específicas.