



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA MÊCANICA

ESTUDO DE COMPOSTOS DE CIMENTO *PORTLAND*
UTILIZANDO O ENSAIO DE FREQUÊNCIA RESSONANTE
FORÇADA E TERMOGRAFIA

ROSEMARY DO BOM CONSELHO SALES

Belo Horizonte, dezembro 2008

ROSEMARY DO BOM CONSELHO SALES

**ESTUDO DE COMPOSTOS DE CIMENTO *PORTLAND*
UTILIZANDO O ENSAIO DE FREQUÊNCIA RESSONANTE
FORÇADA E TERMOGRAFIA**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Doutor em Engenharia Mecânica.

Área de concentração: Calor e Fluido.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Maria Teresa Paulino Aguilar.

(Universidade Federal de Minas Gerais)

Belo Horizonte
Escola de Engenharia da UFMG

2008



Universidade Federal de Minas Gerais
Programa de Pós-graduação em Engenharia Mecânica
Av. Antônio Carlos, 6627 – Pampulha – Belo Horizonte – MG
Tel.: 5531 3499-5145 – Fax: 55 31 3443-3783
www.demec.ufmg.br – E-mail: cpgmec@demec.ufmg.br

ESTUDO DE COMPOSTOS DE CIMENTO *PORTLAND*
UTILIZANDO O ENSAIO DE FREQUÊNCIA RESSONANTE
FORÇADA E TERMOGRAFIA

ROSEMARY DO BOM CONSELHO SALES

Tese defendida e aprovada em (dia), de (mês) de (ano de defesa), pela Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “**Doutor em Engenharia Mecânica**”, na área de concentração “**Calor e Fluido**”.

Prof^a. Dr^a. Maria Teresa Paulino Aguilar - UFMG - Orientadora

Prof. Dr. Paulo Roberto Cetlin - UFMG - Examinador

Prof. Dr. Roberto Márcio de Andrade - UFMG - Examinador

Prof. Dr. Enio José Pazini Figueiredo - UFG - Examinador

Prof. Dr. Flávio Antônio dos Santos – CEFET-MG - Examinador

Aos meus filhos, Cristiane e Daniel, partes de mim,
de quem fui e serei, antes de tudo e para sempre, uma orgulhosa mãe!

AGRADECIMENTOS

Para que esta pesquisa chegasse a bom termo, foi necessária a contribuição de diversas pessoas e instituições. A todas elas, fica expressa aqui a minha gratidão, em particular:

À Prof^ª. Dr^ª. Maria Teresa Paulino Aguilar, pela orientação séria e competente, pela disponibilidade irrestrita, forma exigente, crítica e criativa de argüir as idéias apresentadas, conseguindo transmitir a segurança necessária para o desenvolvimento de uma pesquisa estimulante e autônoma, o que, certamente, tornou este trabalho extremamente prazeroso.

Às equipes do Laboratório de Análises Químicas, Laboratório de Laminação e Laboratório de Materiais da UFMG, pelo suporte técnico no manuseio dos equipamentos e, em especial, ao Silvio de Almeida, pela grande ajuda nos testes experimentais.

Ao Prof. Dr. Ricardo Fiorotti, do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, pelas facilidades criadas para a utilização dos laboratórios e dos equipamentos necessários ao desenvolvimento dos ensaios desta pesquisa. Ao laboratorista Mateus da Silva, pela preciosa ajuda na parte experimental. Ao apoio incondicional de toda equipe dessa instituição.

À Supermix, pela doação de todo o cimento e agregados usados nesta pesquisa e pelo apoio técnico do Eng. Waldemar Vaz de Resende.

À Flir Systems, pela disponibilização do equipamento de termografia, em especial ao Sr. Gary Orlove, pela gentil acolhida em Boston e pelas valiosas orientações recebidas. Ao Sr. Jorge Policena, pela grande ajuda nos procedimentos experimentais.

À Universidade do Estado de Minas Gerais, pelo apoio institucional. Aos amigos e colegas de trabalho, em especial Solange e Glauco, que tanto me apoiaram e com quem compartilhei, mais de perto, dúvidas, angústias e conhecimentos; espero poder retribuir a amizade na mesma intensidade.

À Prof^ª. Magda Barbosa Roquette Taranto, pela valiosa e gentil revisão da tese.

Finalmente, gostaria de expressar a minha gratidão aos familiares mais próximos, que, tenho certeza, rezaram e torceram pela realização deste trabalho. De modo especial ao Fernando, meu companheiro de vida, que assumiu, com dedicação extrema, muitas das minhas responsabilidades sociais e familiares, propiciando a minha dedicação total a esta pesquisa.

“Se eu vi mais longe, foi por estar de pé sobre ombros de gigantes.”

(Isaac Newton)

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE GRÁFICOS

LISTA DE QUADROS E TABELAS

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

RESUMO

1	INTRODUÇÃO.....	23
2	OBJETIVOS	28
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	29
3.1	CONCRETO DE CIMENTO <i>PORTLAND</i>	29
3.1.1	Conceito.....	29
3.1.2	Constituintes	31
3.1.2.1	Cimento	31
3.1.2.2	Agregados.....	32
3.1.2.3	Aditivos e adições	34
3.1.3	Reação de hidratação.....	35
3.1.4	Deterioração.....	37
3.1.4.1	Despassivação.....	39
3.1.4.2	Deterioração pela ação de altas temperaturas.....	40
3.1.4.3	Deterioração por ataque ácido	42
3.1.4.4	Reações envolvendo a formação de produtos expansivos.....	43
3.2	ENSAIOS NÃO-DESTRUTIVOS APLICADOS AOS CONCRETOS	45
3.2.1	Generalidades	45
3.2.2	Ensaio de frequência ressonante	48
3.2.2.1	Conceito.....	48
3.2.2.2	Método de determinação	50
3.2.2.3	Frequência ressonante aplicada ao concreto.....	52
3.2.3	Termografia	55
3.2.3.1	Radiação Infravermelha	56
3.2.3.2	Descrição do método.....	57

3.2.3.3	Termografia aplicada ao concreto.....	64
3.3	MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	66
3.3.1	Abordagem física.....	67
3.3.2	Determinação do módulo de elasticidade.....	68
3.3.3	Módulo de elasticidade do concreto	74
3.3.3.1	Módulo estático.....	74
3.3.3.2	Módulo dinâmico	79
3.3.3.3	Módulo estático x módulo dinâmico.....	83
4	MATERIAIS E MÉTODOS	85
4.1	MATERIAIS	86
4.2	MÉTODOS.....	88
4.2.1	Controle dos experimentos	91
4.2.2	Caracterização do material	96
4.2.1.1	Caracterização do aço e da liga de alumínio	96
4.2.1.2	Determinação da composição granulométrica.....	96
4.2.1.3	Determinação da massa específica.....	98
4.2.1.4	Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro.....	99
4.2.1.5	Determinação de impurezas orgânicas na areia	100
4.2.1.6	Ensaio de material pulverulento.....	100
4.2.1.7	Ensaio de torrões de argila e materiais friáveis	101
4.2.1.8	Ensaio de abrasão Los Angeles	101
4.2.1.9	Ensaio de esmagamento	102
4.2.2	Confecção dos concretos	104
4.2.2.1	Confecção dos corpos-de-prova.....	104
4.2.2.2	Moldagem e cura dos corpos-de-prova	105
4.2.3	Deterioração pela ação de altas temperaturas.....	106
4.2.4	Deterioração por ataque químico	107
4.2.5	Determinação da resistência à compressão	108
4.2.6	Estimativa da resistência à compressão pelo método do esclerômetro.....	110
4.2.7	Ensaio de frequência ressonante	111
4.2.8	Ensaio de termografia	113
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	116
5.1	PLANEJAMENTO E CONTROLE DOS EXPERIMENTOS	116

5.2	CARACTERIZAÇÃO DAS MATÉRIAS-PRIMAS	119
5.2.1	Cimento	119
5.2.2	Água	120
5.2.3	Agregado miúdo	120
5.2.4	Agregados graúdos.....	122
5.3	TRABALHABILIDADE DO CONCRETO.....	129
5.4	MASSA ESPECÍFICA DO CONCRETO	131
5.5	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	133
5.6	ESCLEROMETRIA.....	143
5.7	FREQÜÊNCIA RESSONANTE	147
5.8	MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTIMADO	159
5.9	IMAGENS TERMOGRÁFICAS.....	166
6	CONCLUSÕES.....	178
7	SUGESTÃO PARA FUTUROS TRABALHOS	180
8	ABSTRACT	181
9	REFERÊNCIAS	182
10	APÊNDICES.....	192
	APÊNDICE A	192
	APÊNDICE B.....	195
	APÊNDICE C.....	200

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1-Representação esquemática da proporção dos produtos de hidratação em função do tempo.	37
Figura 3.2 - Amplitude na ressonância.	49
Figura 3.3 - Espectro de frequência.	50
Figura 3.4 - Posição dos sensores e dos pontos de aplicação da excitação (a) Transversal (b) Longitudinal (c) Torcional.....	51
Figura 3.5 – Método de Ressonância de Impacto – Vibração Transversal.	52
Figura 3.6 - Curva típica da amplitude de vibração pela frequência.....	54
Figura 3.7 – Divisão do espectro eletromagnético.....	57
Figura 3.8 - Imagens térmicas de uma barragem e de uma fachada de edifício.....	58
Figura 3.9 - Esquema simplificado de um sistema de detecção de radiação.....	59
Figura 3.10 – Termovisor P640 – Fabricada pela <i>Flir Systems</i>	60
Figura 3.11 – Modelo geral de termografia	61
Figura 3.12 - Representação das ligações individuais dos átomos dentro de um cristal.	67
Figura 3.13 - Comportamento tensão-deformação da pasta de cimento, do agregado e do concreto.	75
Figura 3.14 - Representação esquemática dos módulos de elasticidade tangente: Tangente ($E_{c,tg}$), tangente inicial ($E_{c,0}$) e secante ($E_{c,s}$).....	76
Figura 3.15 - Valores experimentais do módulo de elasticidade e a tensão de ruptura de diferentes concretos.	77
Figura 3.16 – Comparação entre os módulos de <i>Young</i> determinados com a frequência longitudinal e a transversal. Fonte: Adaptado de Malhotra e Sivasundaram (1991).....	82
Figura 4.1 – Matérias-primas utilizadas na fabricação dos concretos.....	86
Figura 4.2 - Volumetria da argila expandida.	87
Figura 4.3 - Materiais adicionados aos concretos.....	88
Figura 4.4 - Representação esquemática das etapas do projeto.	90
Figura 4.5 - Esquema das etapas do programa de experimento.....	92
Figura 4.6 - Número de corpos-de-prova avaliados em cada um dos ensaios.....	93

Figura 4.7 - Sistema vibratório de peneiras metálicas para agregados graúdos e miúdos.....	97
Figura 4.8 Massa específica pelo método do frasco de Chapman.	98
Figura 4.9 Massa específica e absorção de água pela balança hidrostática.....	99
Figura 4.10 - Índice de forma do agregado.....	100
Figura 4.11 - Impurezas orgânicas da areia.	100
Figura 4.12 - Abrasão <i>Los Angeles</i> dos agregados graúdos.	102
Figura 4.13 - Determinação da amostra inicial (M_i).....	102
Figura 4.14 - Procedimento do ensaio de esmagamento.	103
Figura 4.15 - Peneiramento e aferição da massa final (M_f).....	103
Figura 4.16 - Betoneira <i>Menegotti</i> - Medida de consistência do concreto.	104
Figura 4.17 – Concreto com adição de fibras curtas e 13% de ar incorporado ao concreto.....	105
Figura 4.18 - Inclusão de imperfeições e barras de aço.	105
Figura 4.19 – Moldagem dos corpos-de-prova.	106
Figura 4.20 – Cura dos corpos-de-prova.	106
Figura 4.21 - Deterioração por altas temperaturas.	107
Figura 4.22 – Corpo-de-prova danificado após aquecimento a 354°C.....	107
Figura 4.23 - Deterioração química de ácido clorídrico e acético.	108
Figura 4.24 - Capeamento dos corpos-de-prova por enxofre.	109
Figura 4.25 - Prensa <i>Emic</i> – CEFET/MG.....	109
Figura 4.26 – Esclerômetro <i>Schmidt</i> - Ensaio de esclerometria.	110
Figura 4.27 - Equipamento para determinar a frequência ressonante - Erudite MKII (Laboratório de Materiais - UFMG).....	111
Figura 4.28 - Frequência ressonante longitudinal estimada.	112
Figura 4.29 - Termocâmera <i>Flir</i> - P640.	113
Figura 4.30 – Imagem termográfica da frequência ressonante longitudinal.	114
Figura 4.31 – Corpos-de-prova submetidos ao aquecimento em água quente e calor de forno de mufla.	115
Figura 4.32 – Corpos-de-prova submetidos à refrigeração e aquecedor elétrico.	115
Figura 5.1– Resultado do ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i>	128
Figura 5.2 – Exemplo de relatório dos ensaios de compressão.	133
Figura 5.3– Relatório da imagem termográfica.	167

Figura 5.4– Corpo-de-prova fabricado com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, no qual foi incorporado balão de ar e submetido a frequências de 15.000 Hz.....	168
Figura 5.5- Termograma de corpo-de-prova fabricado com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, no qual foi incorporado balão de ar e aquecido em água quente por duas horas: (a) vista frontal, (b) vista posterior.....	169
Figura 5.6– Corpo-de-prova rompido contendo balão de ar.....	170
Figura 5.7- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporadas imperfeições, e aquecidos em forno de mufla por duas horas.	171
Figura 5.8– Corpo-de-prova rompido contendo bolas de vidro.....	172
Figura 5.9- Termograma de corpos-de-prova fabricados com areia natural, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporadas (a) argila expandida, (b) sem brita (c) brita gnaisse 1 e resfriado em geladeiras no período de 14 a 16 horas.	172
Figura 5.10- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporados (a) fibras longas (b) bola de vidro (c) balão de ar (d) fibras curtas, exposto a aquecimento elétrico no período de 14 a 16 horas.....	173
Figura 5.11- Termograma de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, no qual foi adicionado (a) incorporador de ar (b) deteriorado a 354°C, exposto à radiação solar no período de 14 a 16 horas.....	174
Figura 5.12- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporadas (a) fibras longas (b) bola de vidro, expostos à radiação solar no período de 8 a 14:30 horas.....	174
Figura 5.13– Corpo-de-prova rompido contendo fibras longas.....	175
Figura 5.14- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, (a) deteriorado 354°C (b) deteriorado com HCL (c) deteriorado com C ₂ H ₄ O ₂ , exposto à radiação solar no período de 8 a 14:30 horas.....	175
Figura 5.15- Termogramas de corpos-de-prova com resfriamento de 30 e 60 minutos (a) brita calcária 0 e submetidos a diferentes carregamentos, (b) brita gnaisse 1 (c) sem brita (d) argila expandida (e) deteriorada 200°C (f) deteriorada	

com HCL (g) deteriorado com C ₂ H ₄ O ₂ exposto a oito horas de radiação solar resfriado na sombra.	176
Figura 5.16- Termogramas de um muro feita às oito horas da manhã.	177
Figura 9.1 - Modelo mola-amortecedor de vários materiais viscoelásticos.	192

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 5-1 - Curva granulométrica da areia.	121
Gráfico 5-2 - Curvas representativas da composição granulométrica da brita gnaisse 0 e dos limites da zona granulométrica $d/D = 4,75/12,5$	123
Gráfico 5-3 - Curvas representativas da composição granulométrica da brita gnaisse 1 e dos limites da zona granulométrica $d/D = 9,5/25$	124
Gráfico 5-4 - Curvas representativas da composição granulométrica da brita calcária 0 e dos limites da zona granulométrica $d/D = 4,75/12,5$	125
Gráfico 5-5 - Curvas representativas da composição granulométrica da argila expandida e dos limites das zonas granulométricas $d/D = 9,5/25$ e $d/D =$ $19/31,5$	126
Gráfico 5-6 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de- prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água- cimento 0,4.	134
Gráfico 5-7 – Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de- prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água- cimento 0,5.	134
Gráfico 5-8 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de- prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água- cimento 0,7.	135
Gráfico 5-9 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de- prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água- cimento 0,9.	135
Gráfico 5-10 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de- prova de concreto fabricados sem brita e relação água-cimento 0,5.	136

Gráfico 5-11 – Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 1 e relação água-cimento 0,5.....	136
Gráfico 5-12 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita calcária 0 e relação água-cimento 0,5.....	137
Gráfico 5-13 – Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, argila expandida e relação água-cimento 0,5.	137
Gráfico 5-14 – Resistência à compressão dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4 - 0,5 - 0,7 e 0,9.....	139
Gráfico 5-15 – Resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.	140
Gráfico 5-16– Resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados graúdos de diferentes naturezas.....	140
Gráfico 5-17 - Resistência à compressão após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química e ao calor.	142
Gráfico 5-18 - Resistência à compressão após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0, 5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.	143
Gráfico 5-19 – Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados relação água-cimento 0,4; 0,5; 0,7 e 0,9.	145
Gráfico 5-20 - Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados sem brita, brita gnaisse 0 e 1, brita calcária 0 e argila expandida.	145
Gráfico 5-21 - Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos á deterioração química e ao calor.	146
Gráfico 5-22 - Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.	146
Gráfico 5-23 – Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras circulares de aço 1020.	148

Gráfico 5-24 - Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras prismáticas de aço 1020.....	148
Gráfico 5-25 - Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras circulares de liga de alumínio 6061.....	149
Gráfico 5-26 - Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras prismáticas liga de alumínio 6061.....	149
Gráfico 5-27 – Frequência natural de vibração dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4 ; 0,5; 0,7 e 0,9.....	151
Gráfico 5-28 – Coeficiente de amortecimento dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4; 0,5; 0,7 e 0,9.....	152
Gráfico 5-29 – Módulo de elasticidade dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4; 0,5; 0,7 e 0,9.....	152
Gráfico 5-30 – Frequência natural de vibração dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.....	153
Gráfico 5-31 – Coeficiente de amortecimento dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.....	154
Gráfico 5-32 – Módulo de elasticidade dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.....	154
Gráfico 5-33 – Frequência natural de vibração dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.....	155
Gráfico 5-34 – Coeficiente de amortecimento dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.....	156
Gráfico 5-35 – Módulo de elasticidade dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.....	156
Gráfico 5-36 – Frequência natural, coeficiente de dispersão e módulo de elasticidade após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos ao calor.....	158
Gráfico 5-37 – Frequência natural, coeficiente de dispersão e módulo de elasticidade após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química.....	158
Gráfico 5-38 – Frequência natural, coeficiente de dispersão e módulo de elasticidade após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia	

natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.....	159
Gráfico 5-39 - Módulo de elasticidade estimado pela <i>ACI Building code 318</i> (1992) e pela frequência após 28 dias de cura e fabricados com relação água-cimento 0,4 ; 0,5; 0,7 e 0,9.....	161
Gráfico 5-40 - Módulo de elasticidade estimado pela <i>ACI Building Code 318</i> (1992) e pela frequência após 28 dias de cura e fabricados com sem brita, brita gnaisse 0 e 1, brita calcária 0 e argila expandida.	162
Gráfico 5-41 - Módulo de elasticidade estimado pela <i>ACI Building code 318</i> (1992) e pela frequência após 28 dias de cura e fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química e ao calor.	162
Gráfico 5-42 - Módulo de elasticidade estimado pela <i>ACI Building code 318</i> (1992) e pela frequência após 28 dias de cura e fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.....	162
Gráfico 5-43 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de dispersão, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4 ; 0,5; 0,7e 0,9.....	163
Gráfico 5-44 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de dispersão, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.....	164
Gráfico 5-45 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de dispersão, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.	164
Gráfico 5-46 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de dispersão, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos ao calor	165
Gráfico 5-47 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de dispersão, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado	

após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química.....	165
Gráfico 5-48 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de dispersão, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0, 5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.....	166

LISTA DE QUADROS E TABELAS

Quadro 5-1 – Cronograma parcial obtido com o <i>software</i> de gerenciamento de projetos <i>MS – Project</i>	117
Quadro 5-2 – Agenda diária de atividades de um dos meses de experimentos obtida com o <i>software</i> de gerenciamento de projetos <i>MS – Project</i>	118
Tabela 3-1 Composição química do cimento <i>Portland</i>	32
Tabela 3-2 - Valores do fator de correção <i>T</i> para coeficiente de <i>Poisson</i> de 0,17.....	72
Tabela 4-1- Quantidades dos materiais utilizados para fabricação dos concretos.....	94
Tabela 4-2- Dimensões dos corpos-de-prova de aço e alumínio utilizados para aferição do ensaio de frequência ressonante.	96
Tabela 5-1- Propriedades físicas e químicas do cimento	119
Tabela 5-2 - Propriedades físicas e químicas da água.....	120
Tabela 5-3- Distribuição granulométrica da areia.....	121
Tabela 5-4- Características físicas da areia natural lavada.....	122
Tabela 5-5- Composição granulométrica da brita gnaisse 0.....	123
Tabela 5-6- Composição granulométrica da brita gnaisse 1.....	124
Tabela 5-7- Composição granulométrica da brita calcária	125
Tabela 5-8- Composição granulométrica da argila expandida	126
Tabela 5-9- Características físicas dos agregados graúdos.....	127
Tabela 5-10– Controle do experimento de resistência ao esmagamento	128
Tabela 5-11– Índice de forma dos grãos dos agregados graúdos	129
Tabela 5-12- Trabalhabilidade dos concretos - <i>slump test</i>	130
Tabela 5-13– Massa específica dos concretos.	132

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ℓ	Comprimento da amostra
ε	Deformação
ρ	Densidade em kg/m ³ .
δ	Tensão aplicada
A	Área da seção transversal da amostra
a e b	Dimensões da seção transversal com $a < b$
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
b	Dimensões da seção transversal
c	Coefficiente que depende das condições de contorno e modo de vibração
$C_2H_4O_2$	Ácido acético
CCD	<i>Charged coupled device</i>
CES	<i>Cambridge Engineering Selector</i>
C_m, D_m, B_m	Área da seção
COPASA	Companhia de Saneamento de Minas Gerais
CV	Cavalo
d	Diâmetro do cilindro
dF	Força de atração introduzida entre os átomos
dr	Distância em relação à posição de equilíbrio
dB	Decibéis
E	Módulo de <i>Young</i> ou constante de proporcionalidade
E_1 e E_2	Módulos de elasticidade da fase 1 e 2
E_a	Módulos de elasticidade do agregado
E_c	Módulo de elasticidade do composto
$E_{c,0}$	Módulo de elasticidade tangente inicial
$E_{c,s}$	Módulo de elasticidade secante
$E_{c,tg}$	Módulo de elasticidade tangente
E_d	Módulo de elasticidade dinâmico
$E_{d,l}$	Módulo dinâmico de elasticidade longitudinal
$E_{d,t}$	Módulo de elasticidade dinâmico transversal

$E_{d,to}$	Módulo de elasticidade torcional
E_p	Módulos de elasticidade da pasta
F	Força
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
f_c	Resistência mecânica a compressão
f_{ck}	Resistência característica do concreto
F_h e F_l	Freqüências que correspondem a determinado valor de amplitude (0,707)
F_r	Freqüência ressonante medida
FRF	Freqüência ressonante
HCl	Ácido clorídrico
I	Momento de inércia da seção
i	Raio de giração
j	Representa o número imaginário
k, x e y	Constantes determinadas empiricamente
L	Comprimento do corpo-de-prova
l	Comprimento do corpo-de-prova em mm
m	Massa da amostra
M	Massa do corpo-de-prova
M_f	Massa final
M_i	Massa inicial
n	Freqüência ressonante longitudinal
N	Ligações por unidade de área
n_l	Freqüência fundamental longitudinal
NMAB	<i>The National Materials Advisory Board</i>
n_{to}	Freqüência fundamental torcional
Q	Constante de amortecimento da amostra
R	Fator de forma
r_o	Distância de equilíbrio entre os átomos
Rpm	Rotações por minuto
S_o	Constante elástica da ligação
t	Dimensões da seção transversal na direção da vibração
$T=T'$	Fator de correção
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
ν	Coefficiente de Poisson

V	Velocidade de propagação do som
V_1 e V_2	Fração volumétrica da fase 1 e 2.
V_a	Fração volumétrica do agregado
V_m	Amplitude após o amortecimento da vibração
V_{max}	Amplitude máxima de vibração
V_p	Decremento logarítmico
z	Coefficiente que varia de acordo com a aderência
β	Ângulo de fase
η	Constante de amortecimento do material
ω	Frequência em radianos por segundo
σ	Desvio-Padrão

RESUMO

O desempenho dos materiais fabricados à base de cimento *Portland* é usualmente avaliado pela tensão de ruptura sob cargas de compressão, módulo de elasticidade e porosidade. O módulo de elasticidade ou de *Young* é usualmente determinado a partir de ensaios de compressão, cujos resultados apresentam grandes dispersões. Ensaios não-destrutivos de esclerometria e ultra-som têm sido utilizados para estimar a resistência à compressão, módulo de elasticidade, e para monitorar e diagnosticar possíveis anomalias em amostras ou em estruturas de concreto. Com os avanços da tecnologia de aquisição de dados e processamento de sinais, os ensaios de termografia e frequência ressonante forçada vêm sendo cada vez mais utilizados no estudo de materiais. Contudo, esses estudos estão voltados quase que unicamente para metais. Este trabalho avalia a utilização do método de ressonância forçada longitudinal como instrumento para determinação do módulo de elasticidade, caracterização dos constituintes e avaliação da integridade de compostos de cimento *Portland*. Também é avaliada a potencialidade da técnica de termografia para a caracterização de concretos. Para tanto, foram realizados ensaios de frequência ressonante e termografia em corpos-de-prova cilíndricos de concreto endurecido de diferentes idades, confeccionados com relações água-cimento variando de 0,4 a 0,9 e agregados de naturezas e granulometrias distintas. Em algumas amostras foram introduzidas imperfeições e outras foram submetidas à ação de altas temperaturas e ácidos. Também foram realizados ensaios de resistência à compressão e esclerometria. Os resultados mostram que a frequência natural, o módulo de elasticidade e a termografia são sensíveis à presença de falhas e aos constituintes do concreto, o que faz dessas técnicas ferramentas poderosas para o controle da estabilidade do concreto ao longo de sua vida útil. Os resultados também indicam que a ressonância forçada longitudinal é um método com o qual se tem determinação bastante precisa do módulo de elasticidade do concreto.

Palavras-chave: Concreto. Módulo de elasticidade. Frequência natural. Ensaio de frequência ressonante. Termografia.

1 INTRODUÇÃO

Entre os materiais cimentícios, destacam-se como materiais de engenharia aqueles compostos cujo aglomerante principal é o cimento *Portland*, em especial o concreto. O concreto de cimento *Portland* é, em quantidade, o material mais utilizado no mundo depois da água (METHA; MONTEIRO, 2008). No entanto, comparativamente a outros materiais utilizados em Engenharia, é relativamente pouco o que se tem estudado sobre o concreto. Na literatura técnico-científica atual, muito se pesquisa sobre a influência de adições minerais na resistência mecânica à compressão, na penetração de agentes nocivos e na durabilidade de estruturas de concreto armado. Muitos desses trabalhos indicam que a maioria das dificuldades para o estudo do concreto está relacionada aos métodos utilizados para determinação de seu desempenho e estrutura no momento de fabricação e ao longo de sua vida útil (ALMEIDA, 2005; BEZERRA, 2007; BEZERRA; AGUILAR; CETLIN, 2008; BUCHER; RODRIGUES FILHO, 1983; CARINO; GUTHRIE; LAGERGREN, 1994; EVANGELISTA, 2002; FORSTIE; SCHNORMEIER, 1981; LIMA; BARBOSA, 2002; MACHADO, 2005).

A análise de desempenho dos materiais fabricados à base de cimento *Portland*, no estado endurecido, se dá, basicamente, em duas situações. Na primeira, são avaliadas amostras após um tempo de fabricação (usualmente 3, 7, 14 ou 28 dias) com o objetivo de verificar as características do material frente às especificações de produção. A segunda situação diz respeito ao controle dos componentes *in loco* após intempéries ou após um tempo de uso, para verificação da estabilidade e do grau de deterioração do elemento.

O desempenho do concreto para uso em estruturas, seus componentes e outros elementos é usualmente avaliado pela tensão de ruptura sob cargas de compressão, pelo seu módulo de elasticidade e pela sua porosidade. Usualmente, a porosidade é estimada pelo ensaio gravimétrico de absorção de água. Estudos recentes indicam que essa proporção pode ser avaliada por meio de métodos gravimétricos antes e após secagem por microondas ou pela constante dielétrica da mistura (BEEK, 2000; CANESSO *et al.*, 2006). No Brasil não é usual esse tipo de avaliação experimental. No caso do controle utilizando o ensaio de resistência à compressão, os corpos-de-prova são rompidos e, na

prática, muitos dos resultados obtidos não refletem apenas as propriedades intrínsecas do concreto. Esses resultados são afetados pelas características do equipamento e pelo modo de preparação dos corpos-de-prova, o que leva a grande dispersão de resultados (BEZERRA, 2007; BEZERRA; AGUILAR; CETLIN, 2008; BUCHER; RODRIGUES FILHO, 1983; CARINO; GUTHRIE; LAGERGREN, 1994; FORSTIE; SCHNORMEIER, 1981; LIMA; BARBOSA, 2002; MARCO; REGINATTO; JACOSKI, 2003; MARTINS, 2004; PATNAIK; PATNAIKUNI, 2002; PIRES, 2006; SACANDIUZZI; ANDRIOLO, 1986). O módulo de *Young*, na maioria das vezes, é calculado a partir de equações empíricas ou da curva tensão-deformação obtida em um ensaio de compressão que exige aparatos e cuidados especiais devido à pequena deformação do concreto. Em ambos os casos as dispersões associadas aos ensaios de compressão comprometem os resultados.

O controle da estabilidade e do grau de deterioração do elemento durante sua vida útil é usualmente feito com o extração de testemunhos (operação delicada que não deve interferir na estrutura como um todo). Esses elementos são submetidos a ensaios de compressão e permeabilidade. A medida de dureza superficial utilizando esclerômetro de reflexão e a medida da resistência à penetração obtida com dispositivo ativado por pólvora também são ferramentas muito utilizadas para o estudo do concreto *in loco*. No entanto, os resultados obtidos com esses métodos, com ou sem destruição do elemento estudado, se limitam a prever a resistência do concreto, a partir de equações empíricas que podem levar a resultados imprecisos/incorretos (EVANGELISTA; 2002; MACHADO, 2005).

Há algum tempo os ensaios não-destrutivos que utilizam passagem de corrente elétrica e ondas mecânicas de diferentes frequências têm se mostrado importantes ferramentas para a obtenção de informações quanto às propriedades do concreto em laboratório ou *in situ*. Muitos desses métodos permitem avaliar de modo indireto a resistência mecânica dos concretos. Esses ensaios também permitem monitorar ou diagnosticar possíveis anomalias consideradas inacessíveis por métodos convencionais, seja em amostras, em estruturas prontas ou em construção.

A medida da resistividade elétrica tem sido um caminho para a avaliação do desempenho do concreto (FERREIRA, 2000; WHITING; NAGI, 2003). Existem no

mercado equipamentos para o controle do concreto por resistividade elétrica, mas a obtenção dos dados de forma precisa não é trivial. Uma opção mais comum para o controle da estabilidade do concreto são os ensaios por ultra-som, que apresentam largas possibilidades de aplicação no estudo do concreto. Os ensaios disponíveis para os materiais em geral se baseiam na medida do tempo necessário para que a onda ultrassônica atravesse o material. Conhecendo-se o tempo de propagação das ondas ultrassônicas, pode-se calcular a velocidade das mesmas e detectar falhas internas. Também, a resistência do concreto e o módulo de *Young* têm sido avaliados indiretamente a partir de equações que consideram a velocidade de propagação do ultra-som (BELO; PENNER, 2002; DELGADO, 2007; HAN; KIM, 2004; NDAMBI; VANTOMME; HARRI, 2002; PUNURAI *et al.*, 2007; SAINT-PIERRE; RIVARD; BALLIVY, 2007).

Ensaio não-destrutivo que determinam a frequência natural ou fundamental de vibração do material utilizando impacto ou vibrações sucessivas (ressonância forçada) são comuns para metais, mas não são usuais para o estudo de outros materiais. Alterando-se as condições de ensaio, pode-se mensurar as frequências ressonantes para a modalidade longitudinal, a modalidade transversal e a modalidade de torção. Pesquisas de 1938 indicam que esses ensaios poderiam ser utilizados para a determinação das propriedades elásticas de concretos (módulo de elasticidade e coeficiente de *Poisson*) ou para verificação de falhas localizadas ou distribuídas (MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991).

Com essas informações, o dano poderia ser detectado, localizado e quantificado sem interferência direta no elemento estrutural. Além disso, acredita-se que a evolução e a uniformidade de certas propriedades fundamentais do material, como o desenvolvimento da resistência e do módulo de elasticidade, poderiam ser acompanhadas no próprio elemento, ao longo do período de estudo. Esses ensaios também poderiam registrar sinais do processo de deterioração durante toda a história de carregamento do material. Apesar da norma britânica BS 1881 (BS, 1986a) e dos relatos de Malhotra e Sivasundaram sobre as várias pesquisas sobre o uso da frequência ressonante para estudo do concreto, poucos são os trabalhos posteriores a 1991 sobre o assunto. Destaca-se a norma ASTM C 215 (2002), que normatiza os dois tipos de ensaios de frequência ressonante e ressalta que não existem dados sobre a precisão do método de ressonância forçada longitudinal. Cabe destacar que o uso desses ensaios não

é disseminado. Isto poderia estar relacionado ao fato de que só recentemente foram desenvolvidos modernos sistemas de aquisição de dados e processamento de sinais que possibilitam precisão nas medições.

No Brasil, a utilização de ensaios de frequência ressonante vem sendo feita de forma incipiente para argamassas e madeira (AGUILAR *et al.*, 2003; BALLARIN; NOGUEIRA, 2005; MONTE *et al.*, 2007; OLIVEIRA *et al.*, 2003; SILVA; CAMPITELI, 2000; SILVA *et al.*, 2008; TARGA; BALLARIN; BIAGGIONI, 2007). Para o concreto, além dos trabalhos preliminares do grupo de pesquisa da Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG (AGUILAR *et al.*, 2006; BEZERRA, 2007), destaca-se apenas o estudo da fissuração gradativa do concreto utilizando frequência ressonante determinada pelo método de impacto, realizado sobre a orientação do professor Hanai (ALMEIDA, 2005). Nesse método, o ensaio comumente é repetido várias vezes, pois a frequência associada a dado impacto pode não promover o aumento de amplitude adequado. Por outro lado, não existem muitas informações sobre o método utilizando ressonância forçada.

Uma outra técnica de ensaio não-destrutivo que vem sendo cada vez mais utilizada é a termografia. Sua aplicação para estudo de metais é amplamente difundida. Desde 1965 é utilizada para inspeções em linhas de energia elétrica pela extinta *Agema Infrared Systems*. As imagens obtidas por termografia têm sido utilizadas basicamente em manutenção preditiva e preventiva e em situações que envolvem a passagem de corrente elétrica ou desgaste mecânico que em geral geram calor. Também tem sido utilizada para o estudo de obras de arte. Na área de construção civil tem sido empregada para estudo de fachadas, detecção de infiltrações e análise de isolamento térmico das edificações. Contudo, ainda é um método emergente no campo dos ensaios não-destrutivos e se apresenta como uma promissora técnica para medida do campo de temperatura da superfície de todos os tipos de materiais a partir da radiação infravermelha emitida por eles. Por seu caráter não-invasivo, ela se apresenta como uma interessante alternativa para o diagnóstico de defeitos, identificação de anomalias e falhas em materiais. Isto poderia ser de grande valia para o controle de qualidade de elementos estruturais no campo da construção.

Na literatura poucos são os dados e trabalhos relacionados ao uso da termografia para o concreto e eles se limitam a utilizar a termografia para a inspeção de trincas e localização de infiltrações de água em estruturas prontas de concreto (CLARK; MCCAN; FORDE, 2003; MEOLA *et al.*, 2005; TAVARES, 2006; WEIL, 1991). Wiggenhauser (2002) apresenta um estudo sobre o uso da termografia em tijolos cerâmicos. Não foram encontrados relatos sobre a potencialidade da técnica para a caracterização do concreto.

Nesse contexto, este trabalho se propõe a estudar a utilização da frequência natural de vibração, do coeficiente de amortecimento e do módulo de elasticidade determinados pelo método de ressonância forçada longitudinal como ferramentas para o controle do desempenho, caracterização e avaliação da integridade de concretos de cimento *Portland*. Pretende-se, ainda, avaliar a possibilidade de utilização da termografia para as situações analisadas pela frequência ressonante. Com o estudo aqui proposto, pretende-se introduzir na avaliação dos materiais cimentícios duas ferramentas que possibilitem o acompanhamento da evolução da estrutura do concreto ao longo de sua vida útil. Além disso, a aferição do ensaio de frequência ressonante longitudinal para determinação do módulo de elasticidade pelo método da frequência natural poderia ser uma solução para alguns problemas atuais referentes ao controle tecnológico do concreto. Também poderia permitir melhor estimativa da resistência do composto cimentício, uma vez que as duas propriedades poderiam ser determinadas no mesmo corpo-de-prova, sem as usuais influências de moldagem que são inerentes quando se trabalha com diferentes corpos-de-prova.

A originalidade do trabalho se deve primeiramente ao estudo inédito referente à avaliação da potencialidade da termografia para o estudo de materiais cimentícios, em especial à utilização da técnica para estudo dos constituintes do concreto. Em segundo lugar, o presente trabalho destaca pela sua volta às origens no tocante à retomada aos estudos de frequência ressonante relatados por Malhotra e Sivasundaram (1991). Essas pesquisas foram feitas de forma fragmentada e por diferentes pesquisadores. No trabalho aqui proposto analisa-se o ensaio de ressonância forçada no modo longitudinal a partir de experimentos sistemáticos abrangendo diferentes variáveis e utilizando um sistema moderno de aquisição de dados e processamento de sinais.

2 OBJETIVOS

O objetivo geral é o estudo do desempenho, caracterização e avaliação da integridade de concretos, utilizando como parâmetros: termogramas, a frequência natural de vibração, o coeficiente de amortecimento e módulo de elasticidade dinâmico determinados pelo método de frequência ressonante. Para se atingir este objetivo geral, alguns objetivos específicos foram considerados:

- determinação das variáveis que afetam o ensaio de frequência ressonante utilizando materiais de referência;
- determinação da influência da natureza/proporção dos constituintes do concreto na frequência natural de vibração, no coeficiente de amortecimento e no módulo de elasticidade;
- estudo da influência de defeitos no interior de corpos-de-prova na frequência natural de vibração, no coeficiente de amortecimento e no módulo de elasticidade;
- estudo da influência da deterioração do concreto pela ação de altas temperaturas e ambientes agressivos na frequência natural de vibração, no coeficiente de amortecimento e no módulo de elasticidade;
- estudo da influência das reações de hidratação do composto na frequência natural de vibração, no coeficiente de amortecimento e no módulo de elasticidade;
- obtenção de imagens termográficas dos materiais cimentícios de diferentes naturezas submetidos à excitação térmica provocada por diferentes fontes.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste item são abordados os temas mais relevantes do levantamento bibliográfico realizado. Primeiramente, apresentam-se os conceitos referentes ao concreto e à deterioração; em seguida, aos ensaios não-destrutivos como elemento de análise do concreto estrutural, dando ênfase aos ensaios de frequência ressonante e de termografia. Por último, são feitas considerações sobre o módulo de elasticidade, em especial sobre sua determinação no caso de concretos.

3.1 Concreto de Cimento *Portland*

Nos tópicos a seguir são apresentadas as considerações referentes ao concreto, no tocante aos seus constituintes, às reações de hidratação que promovem seu endurecimento e aos processos que causam sua deterioração.

3.1.1 Conceito

Os materiais cimentícios são compostos constituídos essencialmente de um meio contínuo aglomerante, dentro do qual estão mergulhados partículas ou fragmentos de pedras chamados de agregados. Nos materiais de cimento hidráulico, o meio aglomerante é formado a partir de uma mistura de água e cimento hidráulico. Esses aglomerantes são pequenas partículas que, a partir de reação química com a água (reação de hidratação), produzem um volume sólido com baixa solubilidade em água. Durante essa reação, são incorporados vazios à mistura, que podem, dependendo do tamanho, influenciar às propriedades do concreto. Outros materiais também são adicionados em pequenas quantidades à mistura, quando se desejam características específicas.

O aglomerante hidráulico comumente utilizado é o cimento *Portland*, que é o produto obtido pela pulverização do *clínquer*, material constituído essencialmente de silicatos de cálcio, com uma proporção de sulfato de cálcio natural, contendo, eventualmente,

adições de certas substâncias que modificam suas propriedades e facilitam sua utilização (MEHTA; MONTEIRO, 2008). No entanto, no Brasil, o cimento *Portland* mais utilizado (CP III) é obtido pela substituição de aproximadamente 70% de *clínquer* por escória de alto-forno.

O concreto não é tão resistente, nem tão tenaz como o aço, mas sua resistência à ação da água, a facilidade com que pode ser moldado em uma variedade de formas complexas, associado ao seu preço, faz dele um material largamente empregado na Engenharia. Atualmente, suas aplicações extrapolam os limites da construção civil. Mancais aerodinâmicos fabricados de concreto são exemplos dessas novas aplicações (PANZERA *et al.*, 2006). No entanto, sua maior utilização é para fins estruturais.

A definição de concreto estrutural é muitas vezes confundida com o conceito de outros tipos de concreto como os de alta resistência, de alto desempenho ou concreto inteligente. Uma definição baseada na literatura internacional pode esclarecer de forma mais abrangente a real definição de concreto estrutural. São considerados concretos de alta resistência aqueles que possuem resistências superiores às normalmente utilizadas (40 MPa). Os concretos de alto desempenho são aqueles que associam uma dada performance às propriedades para as quais foram projetados, durante determinado tempo de vida. Comumente possuem uma relação água-cimento ou água/aglomerantes no máximo de 0,4. Já o concreto inteligente é considerado durável e não gera resíduos e, se isso acontecer, ele pode ser absorvido pela sua cadeia produtiva ou de alguma outra fonte (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Entretanto, a norma brasileira que trata das estruturas de concreto NBR-6118 (ABNT, 2004), apesar de muito abrangente, considera o conceito de concreto de forma ampla e envolve apenas sua aplicação como material estrutural. Classifica o concreto em simples, concreto armado (armadura passiva, na qual a armadura não é usada para produzir forças de protensão) e concreto protendido (armadura ativa, aquela que se aplica um pré-alongamento inicial). A massa específica seca do concreto estrutural deve ser superior a 2.000 kg/m³, não excedendo 2.800 kg/m³. O valor mínimo da resistência à compressão, referida a 28 dias, deve ser superior a 40 MPa para concreto de alta resistência, de 20 a 40 MPa para concretos de moderada resistência e inferior a 20 MPa para concretos de baixa resistência, sem função estrutural. Além disso, a estrutura deve

resistir a ações de agentes externos que podem ocorrer em qualquer momento da execução do projeto e deverá comportar-se adequadamente sob as condições previstas de uso, durante sua vida útil.

3.1.2 Constituintes

O concreto de cimento *Portland* é obtido a partir da mistura de cimento, água, agregados e adições, segundo uma proporção que associa as propriedades desejadas no concreto endurecido às propriedades do concreto no estado fresco (não endurecido). O conjunto de atividades para determinação dessa proporção é chamado de dosagem. A proporção entre a quantidade de água e cimento utilizados na mistura é considerada a relação água-cimento do concreto. Segundo Abrams (1918) e Powers(1958), esse índice determina para cada tipo de finura de cimento a resistência mecânica do concreto, assim como sua porosidade. Além dos elementos citados, o concreto contém 1 a 2% de ar, que fica preso durante a mistura. Em alguns casos especiais, é possível incorporar no concreto até 8% de ar, em forma de microbolhas. A seguir são apresentadas algumas considerações sobre cimento, agregado, aditivos e adições, que são os constituintes do concreto que, devido à sua natureza, apresentam maior variabilidade. Cabe lembrar que a água a ser utilizada deve ser adequada no tocante a pH, teor de sulfatos, cloretos e matéria orgânica NBR 6118 (ABNT, 2004).

3.1.2.1 Cimento

O cimento tipo *Portland* é um aglomerante hidráulico, ou seja, que endurece a partir de reações com a água e forma um produto que é resistente à água. É obtido de uma mistura devidamente proporcionada de calcário (carbonato de cálcio), argila (sílica, alumina, óxidos de ferro) e, eventualmente, outras substâncias ricas em sílica, alumina ou ferro, reduzidas a pó muito fino, que é submetida a temperaturas da ordem de 1450°C. Sob essa temperatura as matérias-primas reagem entre si, originando novos compostos. Esse material possui, comumente, 42 a 60% de silicato tricálcico ($3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$, comumente representado por C_3S) denominado alita; 14 a 35% de silicato bicálcico ($2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$, ou C_2S), chamado de belita; 6 a 13% de aluminato tricálcico

($3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ ou C_3A) e 5 a 10% de aluminoferrato tetracálcico ($4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$ ou C_4AF), a brownmillerita.

Essa mistura, após a adição de gesso, é submetida à moagem, cujo produto é o cimento *Portland*. A adição de gesso visa a retardar o tempo de início da reação de endurecimento da mistura. Ao cimento *Portland* ainda é permitida a adição de outros materiais tais como: escória de alto-forno, pozolana e material carbonático, nos teores indicados nas normas específicas NBR-12655 (ABNT, 2005a). Entretanto, sua composição básica é calcário e argila, conforme mostrado na Tabela (3.1), com as abreviações comumente utilizadas para seus componentes.

Tabela 3-1 Composição química do cimento *Portland*

Clínquer	Fórmula	Sigla	Porcentagem
Silicato tricálcico	$3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_3S	42-60
Silicato bicálcico	$2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_2S	14-35
Aluminato tricálcico	$3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A	6-13
Ferro aluminato	$4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF	5-10
Gesso	Fórmula	Sigla	Porcentagem
Sulfato de Cálcio bihidratado	$\text{CaSO}_4\cdot 2\text{H}_2\text{O}$	$\text{C}\check{\text{S}}\text{H}_2$	1-4

Alterando-se seus constituintes, é possível produzir cimentos com características diferentes, como os de alta resistência inicial, de baixo calor de hidratação, alta resistência a sulfatos, etc. Cimentos com altos teores de C_3S e C_3A terão alta resistência inicial. Um alto teor de C_2S irá promover baixa resistência inicial, alta resistência em longo prazo e, ainda, baixa liberação de calor nas primeiras idades (MEHTA; MONTEIRO, 2008). A finura do cimento afeta diretamente as propriedades mecânicas do concreto com ele confeccionado. Cimentos mais finos são mais reativos e tendem a atingir as resistências desejadas em menos tempo.

3.1.2.2 Agregados

Os agregados podem ser definidos como materiais particulados de origem mineral, constituídos de partículas que cobrem uma extensa faixa de tamanhos. Até início dos anos 40 os agregados de concreto eram considerados material inerte, porque se acreditava que eles não interferiam nas propriedades do concreto. Entretanto, sabe-se

que a qualidade dos agregados no volume do concreto é de considerável importância na estrutura. Além de serem materiais predominantes, pois ocupam aproximadamente 75% do volume do concreto, também podem influenciar sua resistência e economia. Propriedades indesejáveis nos agregados podem não apenas produzir um concreto pouco resistente, mas também comprometer a durabilidade e o desempenho estrutural do mesmo.

Os agregados mais utilizados para execução do concreto são as areias e as pedras britadas, que devem possuir mais características de resistência e durabilidade que aquelas exigidas do concreto. Os agregados podem ser classificados em função de sua natureza ou o método de fabricação, granulométrica e massa específica. Quanto à natureza, os agregados podem ser naturais ou artificiais (sintéticos). Os naturais são aqueles cuja origem são as jazidas naturais. Eles podem ser ígneos, sedimentares e metamórficos. Os ígneos são formados a partir do magma vulcânico e suas características vão depender da forma como eles foram resfriados. Os materiais sedimentares são originários das rochas ígneas e sofrem alguma ação da natureza tais como, água, gelo, vento, gravidade, etc. resultando em um depósito sedimentar de estratificação rítmica em outro local. Já os metamórficos têm sua origem nas ígneas e sedimentares, porém tiveram as suas características iniciais alteradas por ações químicas ou físicas e, por consequência, o resultado final é a alteração da textura original da rocha. Basicamente, esses materiais naturais, além de possuírem classificação geológica, podem também ser classificados em materiais britados e não-britados. O primeiro é resultante da fratura de rochas e tem importante papel na indústria da construção civil. Já os não-britados são de origem sedimentar. Os agregados artificiais são provenientes de materiais previamente beneficiados. Comumente, são rejeitos industriais, urbanos e resíduos da construção civil e de demolição, que normalmente sofrem algum tipo de beneficiamento para depois serem utilizados como agregado na manufatura do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Quanto à massa específica, os agregados podem ser considerados leves, de peso normal e pesados, dando origem a diferentes concretos. A massa específica dos concretos usuais no estado sólido varia de 2.000 a 2.800 kg/m³. Usualmente, adota-se o valor de 2.400 kg/m³, para efeito de cálculo, quando não se conhece a massa específica do concreto simples, e 2.500 kg/m³ para o concreto armado. Esses concretos são

confeccionados com agregados de gnaiss e calcáreo. Os concretos leves, fabricados com agregados porosos, têm massa específica entre 1.600 e 2.000 kg/m³. Os concretos pesados têm massa específica entre 3.200 kg/m³ e 3.750 kg/m³, devido á presença de agregados como a hematita.

No Brasil, no que diz respeito à granulometria, os agregados podem ser classificados em graúdos e miúdos. Normalmente, essa classificação depende do tipo de cimento a ser utilizado. No caso de concretos de cimento *Portland*, os agregados miúdos compreendem uma faixa granulométrica que vai de 0,075 a 4,8 mm. Os agregados graúdos têm seu tamanho de 4,8 a 152 mm (ABNT, 2005b). Os compostos confeccionados apenas com agregados miúdos e com baixas resistências são chamados de argamassas. Compostos de cimento hidráulico comumente fabricados com agregados miúdos e graúdos e resistências superiores a 15 MPa são chamados de concretos. Com exceção do custo, nada impede que esses concretos sejam fabricados apenas com agregados miúdos. Neste caso, comumente são chamados de microconcretos, apesar do agregado miúdo ser da ordem de milímetros e não de microns. Em alguns casos, dependendo da função, e das propriedades de fuidez, retração, segregação e exsudação, é chamado de graute. Os concretos pós-reativos também são produzidos sem agregados graúdos.

Também é considerado como agregado o *filler*, que são partículas minerais finamente moídas, com aproximadamente a mesma finura do cimento *Portland* (entre 5 e 75 µm). Devido às suas propriedades físicas, esse material tem efeito benéfico sobre as propriedades do concreto, melhorando a trabalhabilidade, minimizando a permeabilidade, a exsudação e a tendência à fissuração.

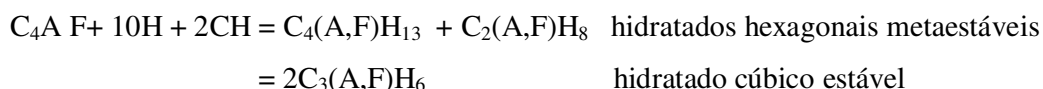
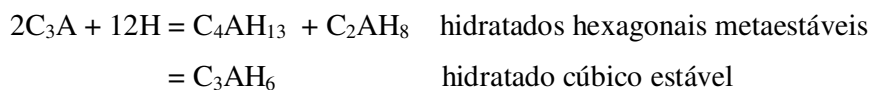
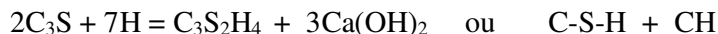
3.1.2.3 Aditivos e adições

As propriedades do concreto, tanto no estado fresco como endurecido, podem ser modificadas pela adição de certos materiais à mistura. De acordo com Metha e Monteiro (2008), 70 a 80% de todo concreto produzido contém um ou mais dessas adições, que variam amplamente quanto à composição química e muitas vezes desempenham mais de uma função. Conseqüentemente, é difícil classificá-los. De modo geral, podem ser

divididos em dois tipos, aditivos e adições minerais. Aditivos seriam substâncias que agem no sistema água-cimento por modificação da tensão superficial. As adições minerais são as adições que afetam as reações de hidratação do cimento. Comumente, os aditivos são utilizados em quantidades menores e as adições minerais em maiores quantidades. São empregados como aditivos os sais solúveis e polímeros, principalmente com o propósito de incorporar ar, tornar o concreto fresco trabalhável ou controlar o tempo de pega (início do endurecimento). São comumente usados como adições minerais os materiais pozolânicos naturais e subprodutos industriais, como cinza volante, cinza de casca de arroz, escória granulada de alto forno e *filler* calcário.

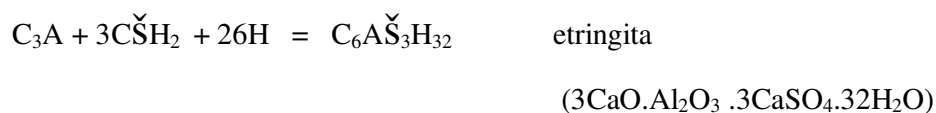
3.1.3 Reação de hidratação

Quando o cimento é misturado à água, os compostos de cálcio tendem a entrar em solução e a fase líquida torna-se rapidamente saturada em várias espécies iônicas. Representando a água pela letra H, podem-se escrever, de forma simplificada, as reações de hidratação em condições normais:



Os vazios presentes na estrutura são um dos responsáveis pela maior ou menor reatividade dos compostos. Os cristais de C_3A e de alita, tipicamente mais reativos, exercem papel preponderante no processo de pega e desenvolvimento da resistência nas primeiras idades. Nas idades mais longas, todavia, a hidratação dos cristais de belita passa a ter importância crescente. Os produtos decorrentes da hidratação do C_2S e C_3S são similares e constituem-se de mistura de silicato cálcico, denominado C-S-H, e de $Ca(OH)_2$, (CH), denominado portlandita. Na ausência de outras fases, a hidratação do C_3A leva à formação de aluminatos cálcicos hexagonais (principalmente o C_4AH_{13}), os quais são termodinamicamente instáveis em relação ao hidratado cúbico C_3AH_6 . A

hidratação do C_4AF se processa com velocidade menor, é similar à do C_3A . No entanto, os aluminatos cálcicos gerados neste caso são ricos em ferro $C_3(A,F)H_6$. Se não se adotasse nenhuma substância reguladora, a alta reatividade do C_3A poderia limitar sensivelmente o tempo de manuseio do cimento *Portland* sob condições práticas. Após alguns minutos de hidratação, a hidratação dessa fase levaria a rápido aumento da consistência da mistura, a qual, a partir de determinado momento, não poderia ser mais trabalhada (“pega rápida”). Na presença de gipsita ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$, comumente representada por $C\check{S}H_2$) ou de outras formas de sulfato de cálcio utilizadas como reguladores do tempo de pega, o C_3A altera substancialmente o seu processo de hidratação, dando lugar a cristais de um sulfoaluminato de cálcio hidratado. Dependendo da concentração do aluminato e dos íons sulfato na solução, o produto cristalino é o trissulfatoaluminato de cálcio hidratado, chamado etringita, ou o monossulfato de cálcio hidratado. As reações a seguir exemplificam essas transformações:



Geralmente, a etringita é o primeiro composto a se cristalizar, devido à elevada relação sulfato/aluminato na fase aquosa nas primeiras horas de hidratação. Mais tarde, depois do sulfato da solução ter sido consumido e devido ao fato da concentração de aluminatos se elevar novamente devido à renovação da hidratação do C_3A e C_4AF , a etringita torna-se instável e é gradativamente convertida em monossulfato, que tem a forma de placas hexagonais.

Embora os íons sulfatos atuem como retardadores de hidratação dos aluminatos, os mesmos exercem efeito contrário sobre os silicatos, acelerando as suas reações de hidratação. Deve-se, assim, identificar o teor mais adequado de sulfatos para se obter o desempenho ótimo do cimento.

Na FIG. 3.1 é apresentada esquematicamente a variação da proporção dos produtos de hidratação em função do tempo. Após a hidratação, coexistem no concreto as fases sólidas, os vazios e água remanescente.

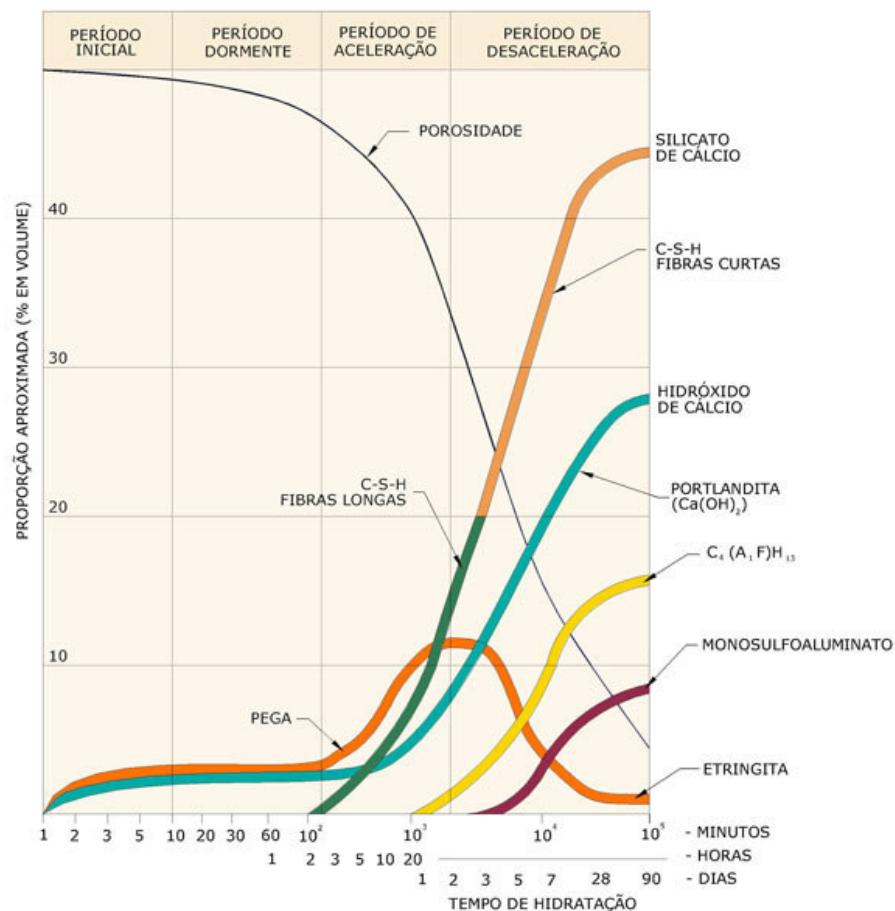


Figura 3-1-Representação esquemática da proporção dos produtos de hidratação em função do tempo.

3.1.4 Deterioração

O concreto é comumente utilizado para fabricação de estruturas que devem conservar sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil. Durante este tempo a estrutura não deve necessitar de reparo, mantendo suas características, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelos projetistas e construtores. Após esse período de vida útil é que a estrutura de concreto pode começar a apresentar a deterioração (ABNT, 2004).

Para dada estrutura de concreto, a durabilidade vai depender diretamente do nível de agressividade do meio, que deverá estar previsto em projeto. Por outro lado, a capacidade do concreto de manter sua integridade em determinado meio depende diretamente da relação água/aglomerantes e do grau de hidratação do cimento. Esses dois fatores controlam a permeabilidade do concreto e, conseqüentemente, a difusividade/migração de água, gases e íons entre o meio e o concreto.

A deterioração do concreto pode ocorrer como conseqüência da lixiviação/solubilização dos seus constituintes, pela formação de compostos expansivos devido à ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos e álcalis e pela carbonatação e absorção de íons de cloro. No caso do concreto armado, a carbonatação e absorção de íons cloreto promovem a despassivação da armadura. Outro ponto crítico no tocante à vida útil da estrutura é que a mesma está sujeita a ações não previstas, como ciclos de congelamento/descongelamento, altas temperaturas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, deformação lenta (fluência) que levam à sua deterioração.

Na NBR 6118 (ABNT, 2004), a variação do relação água-cimento para o concreto estrutural pode ser de 0,45 até 0,65, dependendo da classe de agressividade do meio ambiente. O tipo de cimento também influencia na durabilidade da estrutura e deverá ser escolhido, quando possível, em função do meio agressivo em que a mesma está inserida. O monitoramento do consumo de cimento por m³ de concreto também é importante para a confecção de concretos duráveis: o consumo superior a 500 kg/m³ é preocupante, pois isso implica a necessidade de uma operação de cura delicada do concreto para prevenção de fissuras devidas à retração (contração por secagem), enquanto que teores muito baixos podem comprometer a resistência e tornar o composto poroso.

Na prática, a deterioração do concreto raramente é devida a uma causa única; geralmente, em estágios avançados da degradação do material, mais de um fenômeno deletério está em ação. Comumente, as causas físicas e químicas da deterioração estão tão proximamente entrelaçadas e reforçando-se mutuamente que até mesmo a separação entre causa e efeito freqüentemente se torna impossível (MEHTA; MONTEIRO, 2008). No entanto, a deterioração por reações que envolvem a formação de produtos expansivos (ataque por sulfato e reação álcali-agregado), a despassivação das armaduras

(devido a carbonatação e absorção de íons cloreto) e a deterioração por altas temperaturas são identificadas como as causas isoladas ou não que comprometem mais fortemente a durabilidade das estruturas no Brasil.

3.1.4.1 Despassivação

No interior do concreto grandes concentrações de íons de sódio (Na^+), de potássio (K^+) e de hidroxila (OH^-) são responsáveis pelo alto valor do pH, de 12,5 a 13,5, do fluido nos poros da pasta de cimento *Portland* hidratada. O meio altamente alcalino faz com que o aço eventualmente presente como material de reforço seja coberto por um fino filme de óxido de ferro que se torna impermeável e fortemente aderente à superfície do aço, ou seja, o aço não sofre corrosão. Se o concreto entrar em contato com um meio ácido, ocorre o desequilíbrio químico e o pH pode diminuir. Caso o pH caia para valores abaixo de 12, ocorre a despassivação da armadura, ou seja, a armadura fica sujeita à corrosão. Os produtos da corrosão do aço são expansivos, podendo levar à fissuração seguida de lascamento do revestimento. Além da perda do revestimento, o desempenho mecânico do concreto armado fica comprometido devido à perda de aderência entre o aço e o concreto e à diminuição da área da seção transversal da armadura, podendo levar ao colapso da estrutura. Comumente, duas reações promovem a diminuição da alcalinidade necessária para a proteção do aço no interior do concreto: a carbonatação e a infiltração de íons cloreto.

A despassivação por efeito da carbonatação ocorre por etapas. Primeiramente, é necessário que o dióxido de carbono em estado gasoso presente no meio ambiente seja difundido através dos poros do concreto em direção a regiões de menor concentração (interior da peça), dissolvendo-se na água, onde então reagirá com o hidróxido da pasta de cimento hidratada, formando o carbonato de cálcio (CaCO_3). Com isso, a basicidade local do concreto cai. Quando a frente de carbonatação encontra a armadura, acaba provocando a despassivação da mesma, iniciando o processo de corrosão. A máxima carbonatação ocorre quando a umidade relativa é mantida entre 50 e 70%; fora dessa faixa a carbonatação é praticamente insignificante. Normalmente, considera-se que para umidades inferiores a 50% ou superiores a 95% os efeitos da carbonatação são desprezíveis (NEVILLE, 1997).

O mesmo autor cita alguns efeitos positivos da carbonatação, ou seja, o carbonato de cálcio ocupa um volume maior do que o hidróxido de cálcio, o qual ele substitui; sendo assim, a porosidade do concreto carbonatado é diminuída. Além disso, a água liberada na carbonatação do hidróxido de cálcio pode ajudar na hidratação do cimento ainda não hidratado. Essas mudanças resultam em maior dureza superficial, menor permeabilidade superficial e movimentação de umidade, aumentando a resistência às formas de ataque controladas pela permeabilidade do concreto.

A infiltração de cloretos no concreto pode ocorrer por absorção capilar, difusão de íons cloretos, permeabilidade sob pressão e migração iônica. Os fatores responsáveis pela infiltração de cloreto são: fissuras, concentração de cloretos no ambiente externo, temperatura, umidade e qualidade do concreto no que se refere principalmente à distribuição e tamanho dos poros, pasta hidratada e a interconexão entre eles. Segundo Cascudo (1997), o estabelecimento preciso do mecanismo de despassivação pela ação de cloretos ainda não está bem estabelecido, embora ele afirme ser a ação dos cloretos extremamente deletéria. Na presença de íons cloreto o filme de óxido protetor do aço pode ser destruído, ocorrendo a despassivação da armadura. Para concretos usuais, o limite do conteúdo de cloreto para início da corrosão é na faixa de 0,6 a 0,9 kg de Cl por m³ de concreto.

3.1.4.2 Deterioração pela ação de altas temperaturas

O concreto não é combustível e não emite gases tóxicos quando exposto a temperaturas elevadas. O estudo da degradação do concreto frente ao fogo é complexo, pois os materiais constituintes apresentam diferentes propriedades térmicas. Em altas temperaturas, as estruturas de concreto sofrem os efeitos da ação térmica na microestrutura (decomposição termoquímica e microfissuração excessiva) e na macroestrutura (escoriações e lascamentos). Como resultado, o concreto perde sua capacidade resistente. A resistência do concreto ao fogo depende não só da temperatura a que é submetido, como também da taxa de aquecimento e do tempo de exposição. A permeabilidade e sua composição também determinam o desempenho do concreto frente ao fogo. Contudo, na literatura, o detalhamento do comportamento do concreto frente a situações que envolvam altas temperaturas ainda é controverso.

Segundo Shields e Silcock (1987), concretos de cimento *Portland* comum começam a perder resistência em temperaturas em torno de 100°C e a temperaturas de aproximadamente 300°C os danos são permanentes. Por volta de 600°C, o concreto perde praticamente toda a sua resistência mecânica, pois o C-S-H (silicato de cálcio hidratado), responsável pela resistência mecânica do concreto, está praticamente decomposto.

A pasta de cimento, conforme Neville (1997), começa a perder estabilidade entre 100 e 200°C, na forma de redução de resistência à compressão. Acima dos 200°C a reação físico-química de evaporação da água reduz as forças de *Van der Waals* entre as camadas de C-S-H, ocorrendo ligeira perda de resistência, que pode persistir até os 300°C. Contudo, o módulo de elasticidade apresenta de 70 a 80% do seu valor inicial, enquanto que aproximadamente aos 420 °C ele apresenta 40 a 50%.

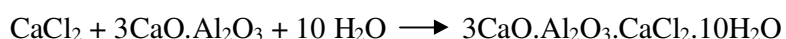
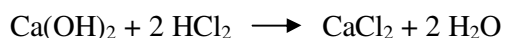
O efeito da temperatura na pasta hidratada de cimento contribui para que a temperatura não se eleve até a evaporação total da água do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 2008) Entretanto, a pressão interna de vapor gerada na rede de poros do concreto aumenta à medida que a temperatura se eleva. Em conseqüência, as camadas superficiais tendem a se separar, podendo ocorrer o estilhaçamento violento da região periférica do elemento estrutural (*spalling*). No entanto, em alguns casos o *spalling* é conseqüência da natureza mineralógica do agregado ou da concentração de tensões térmicas desenvolvidas durante o aquecimento e que confluem para as camadas próximas aos cantos do elemento. Quando a temperatura do concreto atinge em torno de 300°C, a água entre as camadas de C-S-H e sulfato-aluminato hidratado é perdida. A cerca de 500°C a desidratação da pasta de cimento se inicia, mas somente nas temperaturas de 900°C a decomposição do C-S-H é completa. A porosidade do agregado também influencia o comportamento do composto: agregados porosos podem ser susceptíveis à expansão destrutiva. Além disso, dependendo da composição mineralógica, podem ocorrer reações químicas no agregado que levem à expansão do mesmo. Em temperaturas perto de 550°C o quartzo α presente em agregados silicosos pode se transformar em β segundo uma reação que está associada a uma expansão de 0,85%. Em agregados calcários ocorre dano similar na temperatura de 700°C devido à reação de descarbonatação.

Em 500°C ocorre a decomposição da Portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) e a resistência do concreto é de 30 a 40% da resistência inicial (BRANCO; SANTOS, 2000, *apud* CUOGHI, 2006).

Chan, Peng e Anson (1999) afirmam que concretos de alta resistência à compressão e resistência normal perdem a capacidade de resistir frente ao incêndio, da mesma maneira. No entanto, o concreto de alta resistência é mais susceptível ao calor, pela sua baixa porosidade, apresentando tendência a lascamentos prematuros nos primeiros 30 minutos de incêndio, quando a temperatura é considerada baixa, em torno 240 e 280°C (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002). Nessa faixa de temperatura a água quimicamente combinada é liberada do concreto, indicando que os lascamentos explosivos nos concretos de alto desempenho estão diretamente relacionados às pressões internas geradas durante a “tentativa” da água quimicamente ligada de escapar (COSTA; FIGUEIREDO; SILVA, 2002; CUOGHI, 2006).

3.1.4.3 Deterioração por ataque ácido

A degradação de materiais à base de cimento por ataque ácido se deve à reação do ácido com os produtos de hidratação do cimento, que formam sais solúveis de cálcio:



A perda de massa é causada pela lixiviação desses produtos solúveis. Também pode ocorrer a formação de complexos salinos que produzem expansão, desintegrando os materiais à base de cimento (subitem 3.1.4.4).

O tipo de cimento, a concentração e tipo do ácido, idade de cura e o tempo de exposição podem influenciar a cinética das reações que promovem a deterioração por efeito do ácido.

Bergamaschi (2007), em sua dissertação de mestrado, apresenta um relato sobre os efeitos dos ácidos nos materiais cimentícios obtidos por vários pesquisadores. Ele cita Ceukelaire, que avaliou o efeito do ácido clorídrico 1% em corpos-de-prova de argamassa, curados por 28 dias, preparados com cimento comum e composto, após dois anos de exposição ácida. Transcorrido esse período de exposição, os corpos fabricados com cimento composto apresentaram os melhores resultados. O autor ressaltou, também, que a literatura descreve que a resistência de argamassa à exposição em HCl por períodos curtos é independente do tipo de cimento. Hobbs mostra em seu trabalho que a resistência ao ataque ácido depende mais da qualidade do concreto, sendo de pouca importância o tipo do cimento que constitui o material. DeBelie *et al.* observaram que os corpos-de-prova de concreto curados por 60 dias imersos em pH 5,5 de ácido láctico e acético por quatro dias mostraram quantidade mais elevada de perda de massa para os corpos-de-prova preparados com cimento contendo escória quando comparados com corpos-de-prova de cimento comum. Hewayde *et al.* estudaram a perda de massa de corpos-de-prova de cimento composto sob ataque com H_2SO_4 . As variáveis estudadas foram relação água-cimento, área-volume e concentração do ácido. Concluíram, entre outros, que nos ensaios em baixa concentração de ácido (pH=3) a perda de massa não foi significativa.

Não existe disponível na literatura consultada um método normalizado de ataque ácido em argamassa e/ou concreto de cimento *Portland* (BERGAMASCHI, 2007). Metodologias publicadas de ensaios envolvendo esse tipo de ataque são bastante divergentes. Sugere-se a realização de um estudo sistemático, incluindo mais de dois fatores, quanto ao ataque ácido em materiais à base de cimento *Portland*.

3.1.4.4 Reações envolvendo a formação de produtos expansivos

Reações químicas entre substâncias presentes no meio ambiente e os constituintes do concreto endurecido que promovem a formação de produtos de maior volume que os das substâncias que os originaram (produtos expansivos) podem reduzir a vida útil do concreto. No início da reação, a formação do produto expansivo pode acontecer sem qualquer dano ao concreto. Com a progressão da reação, o surgimento crescente de tensões internas se manifesta ao final pela fissuração, lascamento, deformação e

deslocamento da estrutura. O ataque por sulfatos e a reação álcali-agregado são alguns dos fenômenos associados às reações químicas expansivas no concreto.

Quando sólidos, os sulfatos não atacam o concreto. Porém, quando em solução, os sais de magnésio, cálcio, sódio, potássio e amônio podem reagir com a pasta de cimento endurecida e formar compostos expansivos no concreto endurecido, que podem levar à total desagregação do composto. O concreto pode sofrer o ataque por sulfatos provindos da água (águas subterrâneas, água do mar, chuva ácida) e, ou, do ar (ambientes industriais). A velocidade dessa ação deletéria é função da permeabilidade do concreto e da concentração do fluido agressivo. Segundo Mehta e Monteiro (2008), os efeitos das reações químicas entre o cimento *Portland* hidratado e íons sulfatos de uma fonte externa podem se apresentar em duas formas. Na primeira ocorre a formação do produto expansivo, que faz com que o concreto se fissure, o que, por sua vez, aumenta a permeabilidade do composto e faz com que o agente agressivo penetre mais facilmente, levando à desagregação do concreto e, em alguns casos, deslocamento de peças inteiras. A segunda é a perda progressiva de resistência e de massa devido à deterioração na coesão dos produtos de hidratação do cimento.

Três tipos de reações químicas ocorrem entre os álcalis do cimento e certas partículas dos agregados: álcali-sílica-silicato, álcali-sílica e álcali-carbonato. A principal delas é a reação entre a sílica reativa contida nos agregados, a cal liberada pelo cimento e os álcalis (sódio e potássio) da pasta de cimento. Os vários tipos de sílica presentes nos agregados reagem com os íons hidroxila presentes nos poros do concreto. A sílica dissolvida reage com os álcalis sódio e potássio, formando um gel de álcali-sílica, altamente instável. O gel formado absorve água e expande-se. No caso do gel estar confinado pela pasta de cimento, o seu inchamento implicará a introdução de tensões internas que eventualmente podem causar fissuras no concreto.

A reação álcali-sílica consiste na reação entre os álcalis disponíveis do cimento e alguns tipos de silicatos que podem estar presentes em certas rochas sedimentares, rochas metamórficas e ígneas. A reação está, basicamente, ligada à presença de quartzo, de sílica amorfa ou de minerais expansivos. Essa reação é mais comumente encontrada em estruturas localizadas em ambientes úmidos, tais como barragens, estacas de pontes e estruturas marinhas (MEHTA; MONTEIRO, 2008). A reação álcali-carbonato é

complexa e existem consideráveis divergências sobre seus mecanismos de reação. Ela ocorre geralmente quando certos calcários dolomíticos são usados como agregado graúdo no concreto e são atacados pelos álcalis do cimento, originando uma reação denominada desdolomitização, ou seja, formação de brucita, carbonato alcalino e carbonato cálcico com excessiva expansão e conseqüente fissuração do concreto. Conforme comentário de Mehta e Monteiro (2008), os silicatos e minerais de sílica, bem como a sílica hidratada (opala) ou amorfa (obsidiana, vidro de sílica), podem reagir com soluções alcalinas. Cimentos com teor de óxido de sódio superior a 0,6% são considerados altamente alcalinos e, quando utilizados em elevado consumo com agregados reativos contendo teor de álcalis, agravam o processo de reação álcali-agregado.

3.2 Ensaios não-destrutivos aplicados aos concretos

Nos tópicos a seguir são apresentados alguns conceitos gerais sobre ensaios não-destrutivos, em especial para materiais cimentícios. Na seqüência, são descritos os ensaios para determinação da frequência natural e de termografia, que são os ensaios utilizados neste trabalho.

3.2.1 Generalidades

Ensaio não-destrutivo são definidos pela literatura clássica como aqueles que não prejudicam nem causam dano ao uso futuro do elemento ensaiado, ou seja, não provocam perda na capacidade resistente do elemento. Uma segunda definição mais rigorosa considera que são ensaios que não deixam vestígio sobre o elemento ensaiado, ou seja, não causam dano ao material (LEITE, 1966).

Além de poderem ser feitos *in loco*, a velocidade de execução, os custos e a ausência de danos permitem que os ensaios não-destrutivos sejam realizados repetidas vezes, possibilitando investigação mais abrangente e acompanhamento sistemático do elemento em estudo. Outra vantagem que merece destaque é a imediata disponibilidade de resultados que eles propiciam. Contudo, o conhecimento das condições de trabalho

deve servir de guia para o estabelecimento de critérios de qualidade e de funcionamento, uma vez que os resultados são, na maioria das vezes, de caráter qualitativo e com significado indireto. Portanto, identificar se uma falha de homogeneidade dentro do material, detectada pelo ensaio não-destrutivo, constitui ou não um perigo evidente ou um defeito secundário torna-se um ponto importante no processo.

Castanedo (2005) refere que são muitas as técnicas utilizadas para inspeção de materiais por métodos não-destrutivos. Entretanto, nenhuma delas pode revelar todas as informações requeridas. Essas técnicas fazem uso de diferentes formas de energia. O comitê *The National Materials Advisory Board* (NMAB) classificou os ensaios em: inspeção visual, ensaio por radiografia com raios- x ou raios- γ , ensaio por método eletromagnético, ensaio por ultra-som, método térmico/infravermelho, ensaios de pressão e vazamento, ensaio por líquidos penetrantes. A escolha da técnica a ser utilizada nos ensaios depende muitas vezes do tipo de material em estudo, do local onde o teste será realizado, das condições climáticas, dos recursos disponíveis e principalmente da resposta que se pretende conseguir. Muitas vezes é necessário associar mais de uma técnica de ensaio e vários testes podem ser executados para se chegar ao diagnóstico pretendido.

Há algum tempo os ensaios não-destrutivos têm se revelado uma importante ferramenta para obtenção de informações quanto às propriedades do concreto e, conseqüentemente, da estrutura da qual é elemento constituinte. Muitos desses métodos permitem avaliar, de modo indireto, a maior ou menor resistência do composto aos esforços mecânicos. Esses ensaios possibilitam monitorar ou diagnosticar possíveis anomalias consideradas inacessíveis por métodos convencionais, seja durante a sua fase construtiva ou em estruturas prontas e cujas condições se deseje investigar.

O emprego de ensaios não-destrutivos na avaliação da estrutura oferece possibilidade de realização em qualquer tempo, facilidade de execução, repetitividade, precisão e rapidez. O monitoramento de estruturas em condições de serviço, necessário para avaliar a qualidade, a estabilidade, a integridade, a durabilidade e a segurança de estruturas existentes, as quais estejam submetidas a ações dinâmicas ou estáticas, pode ser viabilizado com a realização desse tipo de ensaio. Do mesmo modo, a evolução e uniformidade de certas propriedades fundamentais do material, como o

desenvolvimento da resistência e do módulo de elasticidade, podem ser acompanhadas no próprio elemento, durante a construção ou ao longo do período de estudo, com certo grau de confiabilidade, evitando-se a desconfiança de que o ensaio no laboratório não represente as condições reais da estrutura. Apesar dessas vantagens, deve ser ressaltado que os ensaios não destrutivos comumente exigem experiência e capacitação técnica para sua utilização e que o custo dos equipamentos necessários para a realização de ensaios são elevados.

No Brasil, ainda são poucos os estudos sobre este tema e nem todos têm seus procedimentos de realização normalizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Neste caso, são empregadas normas internacionais (ASTM, RILEM, BSI) para realização de ensaios. Segundo a norma BS 1881: Part 201 (BS, 1986b), os ensaios não-destrutivos podem ser utilizados em diversas circunstâncias, tais como: controle tecnológico de pré-moldados; monitoramento do desenvolvimento da resistência; localização e determinação da extensão de fissuras, vazios e falhas de concretagem; aumento do nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos; avaliação do potencial de durabilidade do concreto, programação de remoção de formas e escoramento; verificação de danos provocados por incêndios; acompanhamento dos efeitos de aditivos e adições, entre outras.

De acordo com Neville (1997) e Mehta e Monteiro (2008), em termos gerais, os ensaios *in situ* podem ser classificados em duas categorias. A primeira são as dos ensaios que fazem a medição das propriedades do concreto, a partir das quais podem ser estimadas a resistência, a durabilidade e as propriedades elásticas do material. E a segunda, a dos ensaios que visam a determinar outras características como: vazios, escamas, condições das armaduras, teor de umidade, fissuras, deterioração nas estrutura, entre outras. Em relação à resistência, deve-se observar que ela pode ser apenas avaliada, e não medida, uma vez que os ensaios não-destrutivos são, na maioria das vezes, de natureza comparativa.

Existe grande variedade de métodos de ensaio não-destrutivos que podem ser aplicados ao concreto: esclerometria, resistência à penetração, radioativos, ecoimpacto, permeabilidade, termografia, ultra-som, resistividade elétrica, etc. Apesar da diversidade de testes, atualmente os mais utilizados para investigação e controle do

concreto são o ultra-som e a esclerometria. A termografia e a medida da frequência natural de vibração, apesar de serem utilizadas de forma incipiente para estudo de materiais cimentícios, em especial as argamassas, têm sido objeto de algumas pesquisas devido às suas potencialidades (AGUILAR *et al.*, 2003; 2006; ALMEIDA, 2005; BALLARIN; NOGUEIRA, 2005; BELO; PENNER, 2002; BEZERRA, 2007; CASTANEDO, 2005; COLORADO; ROLDA; VELEZ, 2006; DELGADO, 2007; DOEBELIN, 1990; FERREIRA, 2000; GLEITER, *et al.*, 2006; HAN; KIM, 2004; MALDAGUE, 2002; MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991; MEOLA *et al.*, 2005; MONTE *et al.*, 2007; NDAMBI; VANTOMME; HARRI, 2002; OCÁRIZ; BORJA; ALONSO, 2005; OLIVEIRA *et al.*, 2003; PUNURAI *et al.*, 2007; RANTALA, *et al.*; 1997; SAINT-PIERRE; RIVARD; BELLIVY, 2007; SHEPARD; AHMED; LHOTA, 2004; SILVA; CAMPITELI, 2000; TARGA; BALLARIN; BIAGGIONI, 2007; TAVARES, 2006; WEIL, 1991; WIGGENHAUSER, 2002).

3.2.2 Ensaio de frequência ressonante

Nos tópicos a seguir são apresentados os conceitos de frequência ressonante e os métodos de determinação e sua aplicação para o concreto.

3.2.2.1 Conceito

Todos os corpos vibram naturalmente com certa frequência, denominada frequência natural. Ela é um parâmetro importante que representa a taxa de oscilação livre, depois de cessada a força que provocou seu movimento. O valor da frequência natural depende exclusivamente da massa e da rigidez dos vários elementos que compõem o conjunto. Sendo assim, variações nesses elementos introduzem modificações na frequência natural do sistema.

Caso o sistema seja submetido a uma força externa periódica, não-periódica ou aleatória (impacto, toque, ondas sonoras ou atração por um ímã), a frequência associada à força aplicada pode promover alterações na amplitude de vibração do sistema. Quando a frequência da excitação coincide com a frequência natural do sistema, a amplitude de

suas oscilações cresce gradativamente, devido ao armazenamento da energia recebida. Diz-se que há ressonância quando a amplitude é máxima. Se a excitação se dá em um único momento, o sistema está sujeito à chamada vibração livre. Se a excitação é periódica, a vibração se denomina forçada. No caso da vibração livre, pode ocorrer o amortecimento, que leva a uma contínua redução da amplitude, cessada a excitação. Isto ocorre devido à propriedade interna do material de dissipar energia pelo atrito. O amortecimento é descrito pelo fator de amortecimento que é expresso como uma fração ou porcentagem do amortecimento crítico (ALMEIDA, 2005).

À menor frequência da força de excitação que promove aumento contínuo da amplitude dá-se o nome de frequência fundamental. Naturalmente, todos os múltiplos dessa frequência também promovem aumento de amplitude. São as chamadas frequências harmônicas ou simplesmente harmônicos. À medida que o fator de amortecimento diminui, as amplitudes crescem indefinidamente (FIG. 3.2). À frequência da força aplicada que promove o maior aumento da amplitude de vibração dá-se o nome de frequência ressonante. A frequência ressonante é uma medida da frequência natural do sistema.

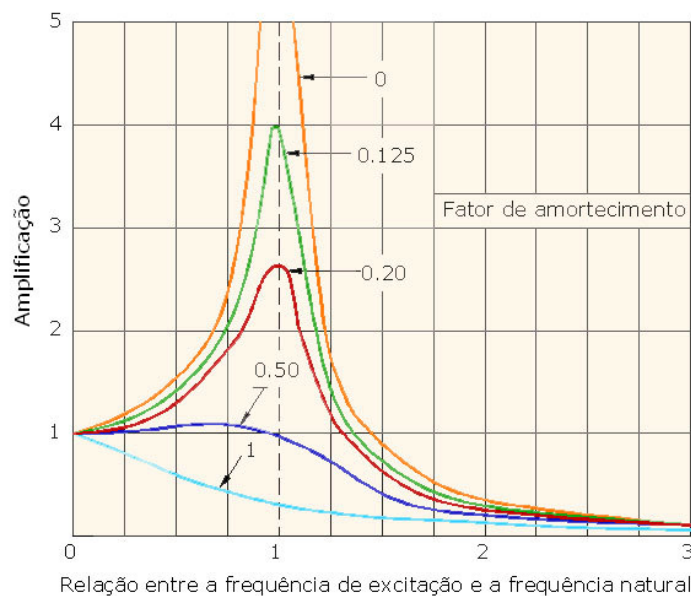


Figura 3-2 - Amplitude na ressonância.

Fonte: Adaptado de Mast (2001).

Se o material ficar sujeito continuamente a uma força cuja frequência de vibração é a de ressonância, ele pode perder sua integridade, desde que a força associada à frequência

aplicada seja maior que o amortecimento do sistema, o que faz com que a amplitude de oscilação aumente continuamente.

Como a frequência natural depende da rigidez do sistema, o valor de frequência ressonante é comumente utilizado para determinação do módulo de elasticidade. Esse módulo é empregado usualmente para caracterizar mecanicamente os materiais, mas também pode ser um parâmetro para avaliar a integridade do sistema considerado.

3.2.2.2 Método de determinação

São dois os métodos modernos mais utilizados para determinação da frequência ressonante. Ensaios em que as vibrações podem ser geradas por vibrações mecânicas variáveis (método de ressonância forçada) ou por um impacto. No primeiro método, a amostra, normalmente uma barra de dimensões conhecidas, é apoiada e excitada com forças variáveis. Para isso, deve-se aplicar uma força oscilatória variando a frequência de excitação e para cada frequência aplicada capturar a amplitude da vibração. As respostas capturadas são amplificadas e enviadas a um osciloscópio que registra o espectro de frequência da força mecânica aplicada em função da amplitude produzida no sistema (FIG. 3.3).

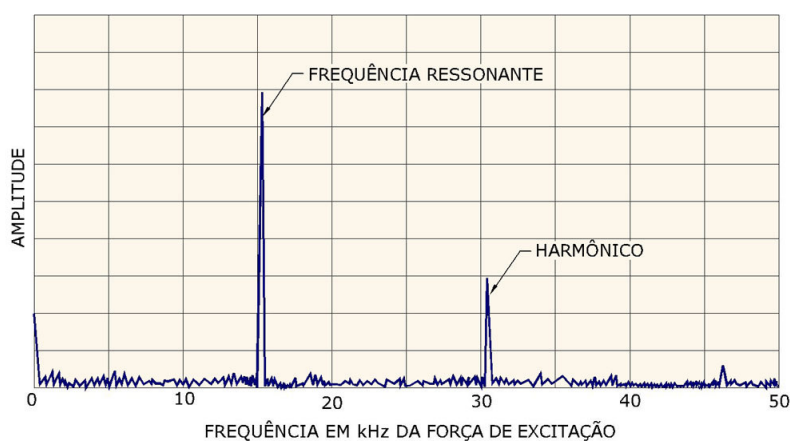


Figura 3-3 - Espectro de frequência.

Quando a frequência de excitação se aproxima da frequência natural do sistema, a amplitude de vibração cresce até um valor máximo, que é a frequência ressonante. Verificam-se também outros picos em frequências múltiplas da frequência ressonante.

São os harmônicos, eles são o resultado de uma das freqüências aplicadas amortecidas pelo sistema. Cuidados especiais devem ser tomados nos ensaios para que se varra toda a gama de freqüências possíveis para que não se determine um harmônico como freqüência ressonante.

A FIG. 3.4 apresenta o esquema de ensaio de ressonância forçada. O corpo-de-prova de dimensões conhecidas é fixado/apoiado e excitado por um vibrador acústico cuja freqüência 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 medida por um indicador adequado. Mudando as condições de suporte do corpo-de-prova, a posição do vibrador acústico e a posição do acelerômetro, o usuário pode mensurar as freqüências ressonantes para a modalidade longitudinal, a modalidade transversal e a modalidade de torção e as freqüências medidas e, assim, estimar o coeficiente de *Poisson*. No caso de metais, os valores das propriedades elásticas medidas são muito precisos.

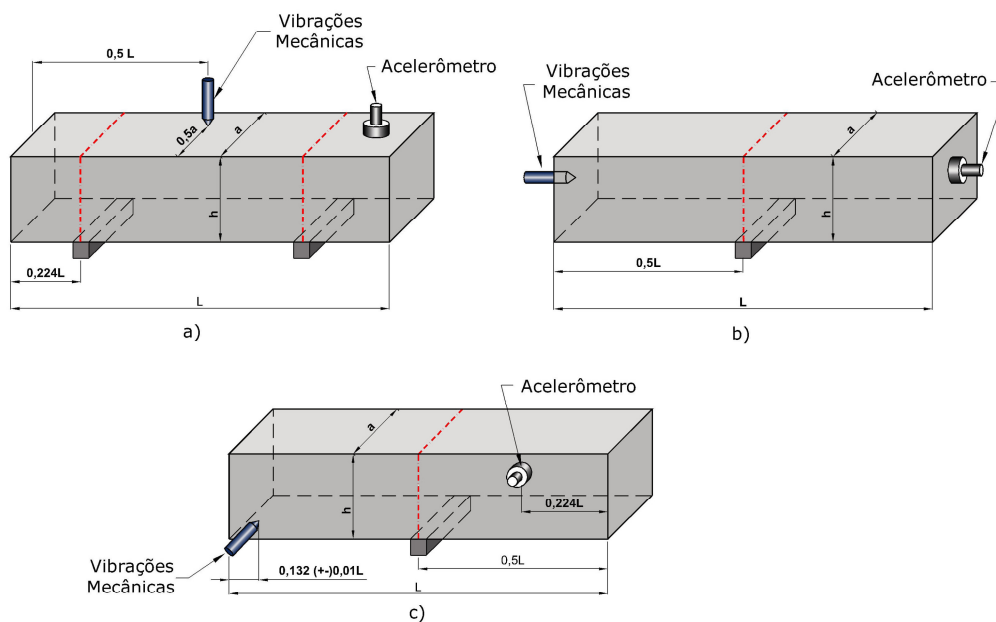


Figura 3-4 - Posição dos sensores e dos pontos de aplicação da excitação (a) Transversal (b) Longitudinal (c) Torcional.

Fonte: Adaptada da ASTM C- 215 (2002).

O segundo método para determinação da frequência ressonante é o de impacto (FIG. 3.5). O ensaio é similar ao anterior, só que, neste caso, o corpo-de-prova é excitado pelo impacto de um martelo, a frequência natural de vibração é captada e ampliada da mesma forma que no método de vibração forçada. No entanto, muitas vezes é necessário aumentar a intensidade do impacto inúmeras vezes, pois a frequência associada a ele pode não promover o aumento de amplitude da frequência natural. Isto torna o ensaio longo e de difícil execução.

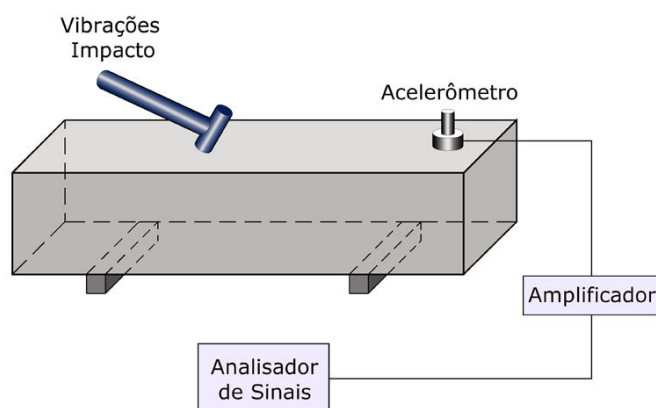


Figura 3-5 – Método de Ressonância de Impacto – Vibração Transversal.

Fonte: Adaptada da ASTM C- 215 (2002).

Nos dois métodos de determinação da frequência ressonante, os sistemas de apoios devem permitir a vibração livre da amostra, utilizando, por exemplo, borrachas macias nos pontos nodais. Esses apoios devem possuir frequência fundamental fora da faixa de frequência do material ensaiado.

3.2.2.3 Frequência ressonante aplicada ao concreto

A frequência ressonante permite o cálculo do módulo de elasticidade que, além de ser uma medida da rigidez do material, pode dar indicações da natureza e estado dos elementos que constituem o sistema.

No entanto, para materiais heterogêneos como o concreto, alguns autores preferem utilizar diretamente a frequência como critério de avaliação da homogeneidade do

sistema, em vez do módulo de elasticidade do material. Isso ocorre porque as expressões para a determinação do módulo são baseadas na suposição de que o material é isotrópico e homogêneo e, para isso, são aplicados fatores de correção (COUTINHO; GONÇALVES, 1994; MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991; MEHTA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997).

As considerações sobre o cálculo do módulo de elasticidade do concreto utilizando frequência ressonante são apresentadas no subitem seguinte (3.3). No tocante à utilização do módulo calculado por frequência ressonante ou da própria frequência como indicativo das características do concreto, existem poucos relatos na literatura. Não há muitas informações sobre a reprodutibilidade dos resultados de ensaios de frequência para o concreto. Recentes trabalhos indicam que o método pode ser uma ferramenta para estimativa de qualidade e a determinação do módulo de *Young* de compostos cerâmicos e concretos (HAN; KIM, 2004; KUPKOVÁ *et al.*, 2007; LI *et al.*, 1999; MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991; ODELSON; KERR; VICHITVADAKAN, 2007; TOPÇU, 2005).

Por outro lado, existem indicações de que o amortecimento seria o parâmetro adequado para análise do material (DELAGADO, 2007; GERMANN INSTRUMENTS, 2007; MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991; THOMSON, 1978). Amortecimento é a propriedade de um material que provoca a diminuição da amplitude das vibrações livres em um modelo em função do tempo. Existem vários métodos para determinar as características de amortecimento de um material. Os dois mais utilizados são a determinação do decremento logarítmico (V_p), dado em decibéis (dB), e o cálculo da constante de amortecimento (Q). O decremento logarítmico é o logaritmo da relação entre as amplitudes de oscilações sucessivas no amortecimento senoidal produzido pela redução das vibrações livres da amostra. Considerando o amortecimento a partir de uma amplitude máxima, V_{max} , tem-se:

$$V_p = 20 \log \left(\frac{V_m}{V_{max}} \right) \quad (3.1a)$$

onde V_m é a amplitude após o amortecimento. Tanto V_m como V_{max} podem ser determinadas por meio de um osciloscópio que registra a redução das vibrações no nível de ressonância depois de cessado o movimento oscilatório.

A constante de amortecimento, (Q), pode ser calculada a partir da curva de ressonância da amostra em teste (FIG. 3.6), sendo definida como:

$$Q = \frac{F_r}{F_h - F_l} \quad (3.1b)$$

onde F_r é a frequência máxima medida, no caso do ensaio de ressonância é a frequência ressonante, e F_h e F_l são frequências que correspondem a determinado valor de referência da amplitude. No caso em que o amortecimento é zero tem-se $F_r = F_h = F_l$, ou seja, (Q) tende ao infinito.

No catálogo do fabricante *Germann Instruments* (2007) é sugerido uma razão de 3dB para avaliação do amortecimento. Para esse valor, com o auxílio da Equação 3.1a, calcula-se que o quociente V_m/V_{max} é 0,707. Ou seja, se considerarmos uma atenuação aceitável de 3 dB, F_h e F_l correspondem a frequências cujas amplitudes são 0,707 da amplitude da frequência ressonante.

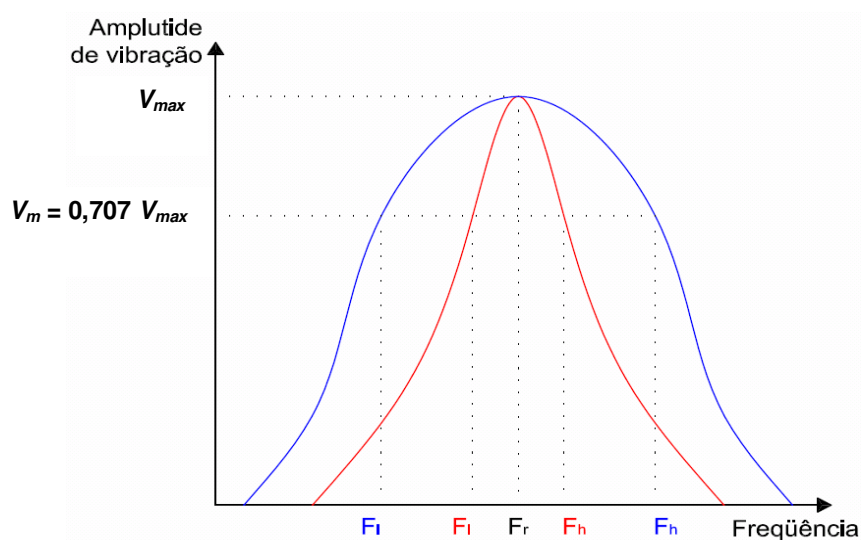


Figura 3-6 - Curva típica da amplitude de vibração pela frequência.

Fonte: Adaptada de *Germann Instruments* (2007).

A constante de amortecimento é um indicativo das interferências dos vários elementos que compõem o sistema na medida da frequência ressonante. As pequenas imperfeições no material, tal como as microfissuras, podem causar somente uma pequena mudança no módulo dinâmico, mas uma mudança relativamente grande no valor Q , como pode ser visualizada na FIG. 3.6 (GERMANN INSTRUMENTS, 2007; MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991).

3.2.3 Termografia

A termografia é uma técnica de medição sem contato do campo de temperatura de uma superfície, através de uma imagem gerada pela radiação térmica no infravermelho, emitida pela superfície. Atualmente a termografia é utilizada para definir ensaios térmicos não-destrutivos. Sua história remonta a 1800, quando Willian Herschel (1738-1822) publicou os resultados de seus experimentos baseados nas experiências desenvolvidas por Isaac Newton, decompondo a luz solar por meio de um prisma. A termografia propriamente dita nasceu no período do Pós-Guerra como uma técnica de imageamento remoto destinada a atender às necessidades da área militar, cujo objetivo primordial era a localização e rastreamento noturno de alvos a partir de imagens térmicas. Sua evolução teve início nos anos 1950, com o surgimento do radiômetro, primeiro sistema infravermelho destinado à medição rápida de temperaturas em pontos determinados e em curtas distâncias. Na década de 1990, a termografia se desenvolveu de forma efetiva com o surgimento do detector *charged coupled device* (CCD), dispositivo responsável pela transformação da luz em sinais elétricos capazes de criar imagens de alta qualidade e baixo ruído.

No início deste século, a adoção dos microbolômetros nos sistemas de aquisição de imagens térmicas possibilitou o desenvolvimento de novos detectores e câmeras infravermelhas cada vez mais sofisticadas. Contudo, a termografia ainda é um método emergente no campo dos ensaios não-destrutivos e se apresenta como uma promissora técnica para medida do campo de temperatura da superfície de todos os tipos de materiais a partir da radiação infravermelha emitida por eles. Por seu caráter não-invasivo, ela se apresenta como interessante alternativa para o diagnóstico de defeitos, identificação de anomalias e falhas em materiais, o que poderia ser de grande valia para

o controle de elementos estruturais no campo da construção (HUDSON, 2006; MENDONÇA, 2005; MEOLA *et al.*, 2005; PAPPALETTERE, 2004; ROGALSKI, 1994; 2002; 2003; 2004a; 2004b).

Na seqüência, são apresentadas algumas considerações sobre radiação infravermelha, ensaio de termografia, suas aplicações e limitações para o estudo do concreto. Também são mencionadas as informações disponíveis na literatura sobre vibrotermografia.

3.2.3.1 Radiação Infravermelha

As ondas, em função de sua origem, podem ser mecânicas ou eletromagnéticas. No século XIX, James C. Maxwell explicou os fenômenos elétricos e magnéticos, pela teoria eletromagnética. O desenvolvimento subsequente permitiu a compreensão e a utilização dessas ondas. As ondas eletromagnéticas, compostas por campos elétricos e magnéticos, podem ser geradas por fenômenos naturais, como o Sol, ou criadas pelo homem. Os exemplos de ondas eletromagnéticas vão desde as microondas até a radiação gama.

As ondas eletromagnéticas têm a capacidade de carregar energia para longe da fonte que as gerou. Quanto maior a frequência da onda, mais energia ela contém. Além disso, ondas de frequências diferentes não interferem entre si, fazendo com que a frequência seja uma das principais características das ondas eletromagnéticas. Como todas essas ondas se deslocam na velocidade da luz, há fixa relação entre frequência e comprimento de onda, o que faz com que os gráficos normalmente mostrem as frequências crescentes e os comprimentos de onda decrescentes correspondentes em um mesmo eixo. O conjunto de todas as frequências das ondas eletromagnéticas é chamado de espectro eletromagnético (HOLST, 2000, INCROPERA; DeWITT, 2003; KREITH, 1977; PAPPALETTERE, 2004)

O espectro eletromagnético é contínuo. Para fins práticos, ele é descrito como um conjunto de diversas regiões (FIG. 3.7), cada uma delas caracterizada por uma faixa de frequência.

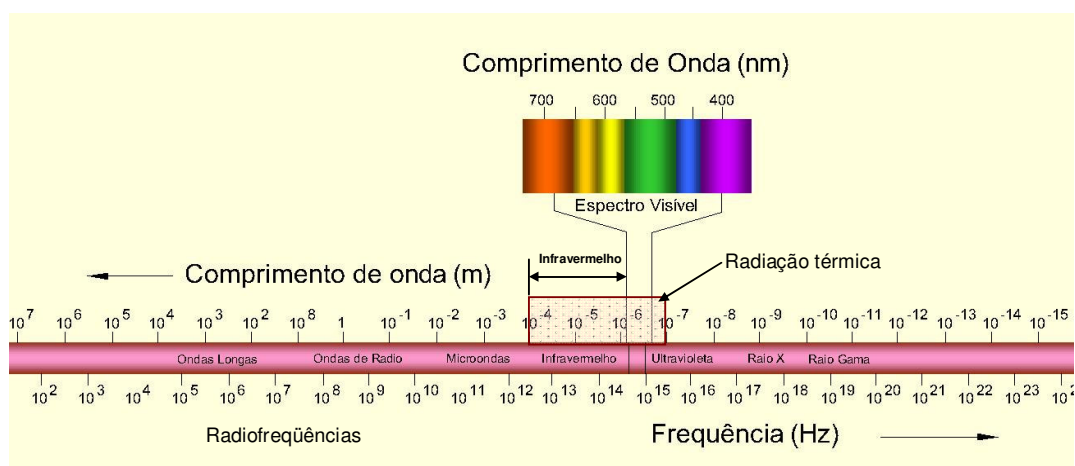


Figura 3-7 – Divisão do espectro eletromagnético.

A luz visível, que é aquela parte do espectro eletromagnético que os nossos olhos são capazes de perceber, compreende uma parte muito pequena de todo o espectro. Seres humanos percebem, pelo sentido da visão, as frequências entre 500.000 GHz (vermelho) e 1.000.000 GHz (violeta). As frequências acima do visível são chamadas de ultravioleta e, além do ultravioleta, encontram-se os raios-X e os raios-gama. Abaixo do espectro visível estão as radiofrequências, utilizadas em radares e transmissões de rádio e TV. Dentro das radiofrequências estão localizadas as microondas. Na região intermediária (10^{-4} a 10^{-7} m) encontra-se a faixa da radiação térmica que compreende o infravermelho, o espectro visível e uma parcela do ultravioleta.

A radiação que é emitida pela superfície tem sua origem na energia térmica da matéria limitada pela superfície, e a taxa na qual a energia é liberada por unidade de área é denominada poder emissivo da superfície. Existe um limite superior para o poder emissivo, que é previsto pela lei de Stefan-Boltzmann e de Planck (teoria do corpo negro). A relação existente entre a energia emitida, em relação a um corpo negro, sob a mesma temperatura é conhecida como emissividade. Ela depende fortemente da superfície do material e de seu acabamento.

Todo tipo de matéria que se encontra a uma temperatura finita emite radiação térmica. A radiação também pode ser incidente sobre uma superfície a partir de sua vizinhança. Ela pode ser oriunda de uma fonte especial na qual a superfície esteja exposta como o Sol, o fogo ou o frio. Independente da fonte que a gerou, a taxa na qual todo tipo de radiação incide sobre uma superfície, é designada como irradiação.

Quando um corpo é exposto a uma fonte de calor, uma parte da irradiação ou toda ela pode ser absorvida pela sua superfície, aumentando a energia térmica do material. No entanto, se a superfície for opaca, frações da irradiação são refletidas, se a superfície for semitransparentes frações da irradiação podem ser transmitidas. Contudo, enquanto as radiações absorvidas e emitidas aumentam ou diminuem, respectivamente, a energia térmica da matéria, as radiações refletidas e transmitidas não causam nenhum efeito nessa energia. (DOEBELIN, 1990; LILLES; KIEFER, 1997; HOLST, 2000, INCROPERA; DeWITT, 2003; PAPPALETTERE, 2004; MEOLA *et al.*, 2005; PELIZZARI, 2006).

3.2.3.2 Descrição do método

A termografia por infravermelhos consiste na captação de imagens de calor, não visíveis pelo olho humano. O processo é feito por meio de equipamentos que convertem a energia emitida pela superfície dos materiais em imagens térmicas. A imagem térmica é obtida através de detectores sensíveis ao infravermelho (atualmente em torno de 307.200 pixels) que capta a radiação térmica e a converte em sinais elétricos. Estes sinais normalmente são baixos e proporcionais ao fluxo de radiação, por isso são amplificados, lidos e processados através de *softwares* e são transformados em imagens térmicas ou termogramas, como mostrado na FIG. 3.8.

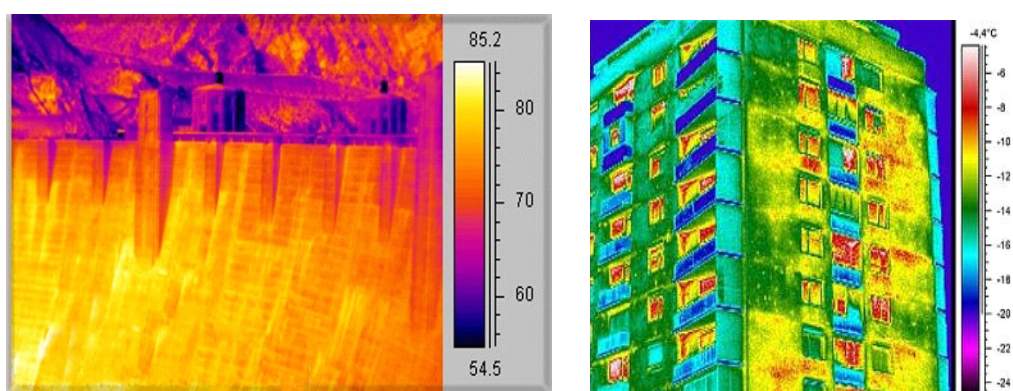


Figura 3-8 - Imagens térmicas de uma barragem e de uma fachada de edifício.

Os equipamentos capazes de gerar essas imagens são constituídos basicamente de sensores ou detectores de radiação, amplificadores de sinais e um processador. O termo sensor ou detector de radiação é bastante genérico. Neste trabalho, o sensor é

considerado um dispositivo que converte a energia eletromagnética/térmica incidente em alguma outra forma de sinal mensurável, sendo este sinal, geralmente, elétrico (CASTANEDO, 2005; HUDSON, 2006). A FIG. 3.9 mostra de forma simplificada o sistema de detecção, no qual a radiação eletromagnética absorvida interage com o sensor, produzindo o sinal elétrico que é processado por um circuito eletrônico associado. O sinal emitido é baixo e proporcional ao fluxo de radiação, por este motivo o sistema requer amplificadores de alto ganho para processá-los.

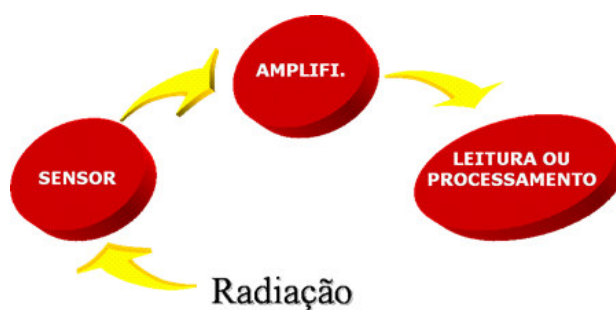


Figura 3-9 - Esquema simplificado de um sistema de detecção de radiação.

Dependendo da aplicação e dos objetivos desejados, a técnica de imageamento por termografia pode ser dividida em segmentos distintos: termografia qualitativa, quantitativa e analítica. Na termografia qualitativa, as informações obtidas sobre determinado material provêm da análise de diferenças em seus padrões de distribuição térmica. Na termografia quantitativa as informações obtidas provêm da medição direta das temperaturas associadas aos padrões de distribuição térmica observadas. Já a termografia analítica dedica-se à otimização de métodos de trabalho em inspeções, tratamento estatístico dos resultados obtidos e a tradução dos dados térmicos em termos econômicos e de aumento de qualidade (VERATTI, 2003).

Segundo Rogalsk (2002; 2003; 2004a; 2004b) e Pappalettere (2004), os avanços da tecnologia de detectores infravermelhos estão relacionados ao desenvolvimento dos semicondutores. Inicialmente, destacou-se a classe dos fotodetectores, cuja radiação é absorvida no material pela interação com os elétrons. No entanto, a sensibilidade do detector é associada ao abaixamento da temperatura de operação (criogenia). Uma segunda classe de detectores de infravermelho é constituída pelos detectores térmicos. Em um detector térmico, a radiação incidente em um material é absorvida, mudando sua

temperatura e gerando um sinal elétrico de saída. Esses detectores podem ser de dois tipos: piroelétricos e bolômetros. Nos detectores piroelétricos, uma mudança interna espontânea polarizada é medida; e, no caso de bolômetros, a medida é feita na mudança na resistência elétrica. Em contraste com os fotodetectores, o detector térmico opera tipicamente em lugares que normalmente existe diferença no gradiente de temperatura (positiva ou negativa). Os atuais termovisores são sistemas imageadores de alta tecnologia dotados de vários recursos (ajuste de foco, lentes especiais, mira *laser*, imagens e filmes, entre outros) para análise e medição de distribuições térmicas nos diversos tipos de materiais (FIG. 3.10).



Figura 3-10 – Termovisor P640 – Fabricada pela *Flir Systems*

Os termovisores ou câmeras termográficas possibilitam adequar o campo de visão do aparelho às necessidades específicas de cada observação. Dessa forma, elas captam, por meio de suas lentes intercambiáveis, a radiação infravermelha que é emitida pelo objeto analisado e o decodifica, por algoritmos, em tons mais escuros para as superfícies mais frias e em tons mais claros para as superfícies mais aquecidas. De modo geral, o registro das imagens térmicas geradas pelos sistemas infravermelhos pode ser analógico ou digital, o que permite a ligação dos sistemas a televisores ou computadores para posterior análise e processamento das informações. Os termovisores mais recentes possuem *design* semelhante às modernas câmeras portáteis de vídeo.

Quando se utilizam os sensores térmicos, a captação da radiação incidente é obtida a partir da estimulação que promove o aquecimento ou resfriamento do objeto. Dependendo da forma como é feita essa estimulação, os sistemas que utilizam sensores térmicos são classificados em passivos e ativos. Nos sistemas passivos, nenhuma estimulação artificial é utilizada, devendo existir uma diferença natural de temperatura

entre o objeto em estudo e o meio onde ele está inserido, que frequentemente está sob temperatura mais elevada. A FIG. 3.11 mostra um esquema de formação de imagem pela termografia passiva. O sistema passivo permite apenas uma análise qualitativa, por comparação com uma situação padrão, ficando o resultado sujeito aos conhecimentos e à experiência do avaliador. Por outro lado, o emprego desse sistema no acompanhamento sistemático das condições normais de trabalho permite conhecer e identificar possíveis anomalias (CASTANEDO, 2005; MALDAGUE, 2001, TAVARES; ANDRADE, 2003).

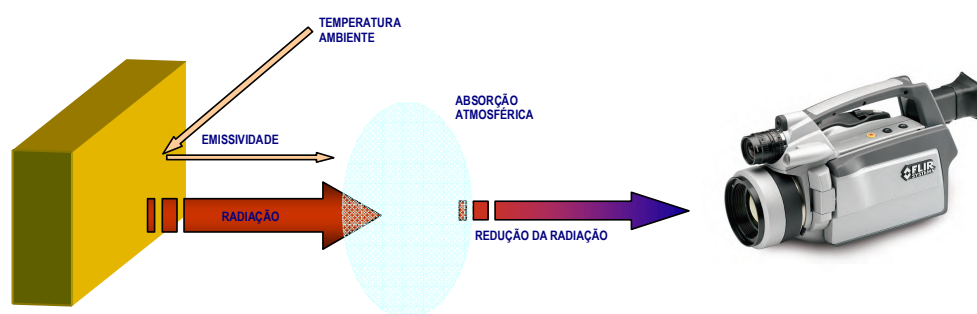


Figura 3-11 – Modelo geral de termografia .

A termografia passiva é muito utilizada na avaliação de estruturas prediais, na Medicina, na descoberta de fogo em florestas, em programas de pesquisa de eficiência térmica, no monitoramento de tráfego em estradas, na agricultura, na Biologia, na investigação e detecção de gás, em testes de ensaios não-destrutivos de modo geral. Nessas aplicações, os perfis de temperatura anormais indicam um problema potencial relevante a detectar. Entretanto, Maldague (2000) considera que, em casos em que se deseje obter resultados quantitativos, deve-se usar a termografia ativa. Segundo o mesmo autor, na termografia passiva um material com um diferencial de temperatura do ponto quente em relação ao entorno, na ordem de 1°C a 2°C (fora da faixa da incerteza da medida), pode indicar algum tipo de problema. Entretanto, quando esta diferença está acima de 4°C, é uma forte evidência de comportamento anormal.

Na termografia ativa, ao contrário da termografia passiva, um estímulo externo é necessário para gerar diferenças relevantes de temperatura. Wigggenhhauser (2002) relata que a termografia ativa pode ser utilizada na identificação de falhas não visíveis

de um material, de umidade em amostras, entre outros, com mais segurança do que a passiva, comprovando o maior potencial do método na identificação e qualificação dos defeitos. Resultados semelhantes foram conseguidos por Tavares, Cunha e Andrade (2005).

Diferentes técnicas de estimulação térmica podem ser empregadas para provocar um fluxo de calor no objeto de estudo, cada qual com características e limitações próprias (MALDAGUE, 2001). As mais usadas são: termografia pulsada, termografia modulada ou termografia *lock-in*, termografia pulsada por fase de aquecimento e a vibrotermografia (CASTANEDO, 2005; MALDAGUE, 2000; MEOLA *et al.*, 2005; RANTALA, WU; BUSSE, 1996; TAVARES, 2006). A escolha do tipo de estímulo térmico depende não só das características da superfície a ser testada, mas essencialmente do tipo de informação requerida.

A técnica de termografia pulsada é a mais tradicional delas e consiste basicamente na aplicação de pulsos curtos de energia térmica na superfície do objeto em estudo (de 3 ms a 2 s, dependendo do material). Essa estimulação pode ser “quente” ou “fria”. O importante é o estabelecimento de um gradiente de temperatura entre a fonte térmica e o objeto de estudo. A intensidade da estimulação dependerá da diferença de temperatura entre o material em teste e o ambiente no qual ele está inserido (MALDAGUE, 2000; MEOLA *et al.*, 2005).

A termografia modulada, também conhecida como *lock-in*, é baseada no aquecimento oscilante (aplicação de ondas de calor em determinada frequência) de modo que sejam introduzidas ondas térmicas altamente atenuadas e dispersivas dentro do material e próximo da superfície. O campo de temperatura resultante é gravado remotamente com uma termocâmera, a partir da emissão térmica infravermelha do material. Isto pode ser feito acoplando-se o sistema a um amplificador de ondas térmicas ou com um computador. Essas ondas podem ser geradas e detectadas remotamente. (MALDAGUE, 2002; MEOLA *et al.*, 2005).

A termografia pulsada por fase é uma técnica de processamento de sinal baseada na dualidade dos domínios de frequência e tempo e na transformada de Fourier. Cada função temporal tem uma representação de frequência que varia no tempo, mas possui

valor constante no domínio de frequência. Utilizando-se o conceito da transformada de Fourier, a evolução temporal da temperatura, como obtida em uma clássica termografia pulsada, pode ser conduzida para o domínio de frequência, que é, de fato, a distribuição espectral de amplitude e fase (CASTANEDO; MALDAGUE, 2004; MALDAGUE, 2002; MEOLA *et al.*, 2005; TAVARES, 2006).

Os avanços no desempenho das câmeras de infravermelho nos últimos 20 anos tornaram possível detectar pequenas trincas usando uma baixa excitação (pulsos de alta energia de curta duração). Em consequência disso, houve renovado interesse em utilizar a vibrotermografia como um método de detecção não-destrutiva de trincas.

A vibrotermografia é uma técnica de termografia ativa, desenvolvida por volta de 1970, baseada na dissipação de energia que ocorre quando uma vibração mecânica prefixada é aplicada externamente a uma estrutura (MALDAGUE, 2002; RANTALA *et al.*, 1997; RANTALA; WU; BUSSE, 1996; SHEPARD; AHMED; LHOTA, 2004). Os ensaios de vibrotermografia envolvem a aplicação de vibrações de 10 a 50 kHz e a observação da propagação do calor gerado é monitorada por termografia. Embora os mecanismos físicos que causam o aquecimento em um local de trinca ainda seja tópico de discussão por parte dos pesquisadores, eles concordam que a fricção provocada pelo aquecimento nas superfícies de uma trinca contribui para o aumento da temperatura, que é detectada pela câmera infravermelha (SHEPARD; AHMED; LHOTA, 2004).

Apesar desse início promissor, a técnica permaneceu estacionada até recentemente, quando técnicas de teste como a *sonic thermography* ou *thermosonic testing*, que são associadas ao calor produzido por ondas sônicas, foram introduzidas. A vantagem do aquecimento ultra-sônico é que, com um baixo nível de tensão, pode-se obter forte sinal térmico. Como o aumento de temperatura na área do defeito é muito maior do que em seu entorno, o defeito pode ser claramente detectado usando-se a termografia como “um campo microscópio escuro”. Conseqüentemente, o uso do aquecimento ultra-sônico fornece um método que pode detectar seletivamente um defeito. Aplicando uma modulação de baixa amplitude de tensão para uma alta frequência de vibrações ultra-sônicas, obtém-se uma geração modulada do calor, que pode ser detectado pela termografia *lock-in* (RANTALA *et al.*, 1997; RANTALA; WU; BUSSE, 1996). Contudo, a análise dos dados obtidos por inspeção termográfica é fundamental e deve

ser baseada no conhecimento adquirido em formação especializada e consolidado com a experiência ao longo dos anos (MENDONÇA, 2005).

3.2.3.3 Termografia aplicada ao concreto

As imagens obtidas por termografia têm sido utilizadas basicamente em manutenção preditiva e preventivas e em situações que envolvam a passagem de corrente elétrica ou desgaste mecânico que em geral geram calor (MEOLA; CARLOMAGNO, 2004; MEOLA *et al.*, 2005; PELIZZARI, 2006). Por outro lado, a tendência natural de barateamento dos sistemas infravermelhos vem sendo percebida em todas as áreas do conhecimento. Em especial na construção civil, na qual a crescente necessidade de novos métodos de controle que atendam às necessidades de se construir mais rápido, com mais arrojo, com competitividade e dentro dos modernos padrões de controle de qualidade indica que haverá crescente utilização e conseqüente ampliação do mercado de termografia.

De modo geral, as aplicações da termografia na construção civil são diversas, podendo referir-se algumas, a título de exemplo: detecção de infiltrações ou fugas de água, detecção de fendas estruturais, detecção de vazios no interior do concreto, detecção de corrosão de armaduras, localização de redes interiores, análise térmica dos edifícios, etc.

Na revisão bibliográfica são poucos os trabalhos relacionados ao uso da termografia para ensaios não-destrutivos em concretos. De acordo com Weil (1991), a primeira utilização registrada da termografia para determinação de anomalias internas no concreto foi publicada pelo “*Ontario Ministry of Transportation and Communication*”, em 1973. Nos últimos anos, tanto o Canadá quanto os Estados Unidos vêm desenvolvendo vários programas de apoio e investigação sobre esta técnica. Pode-se notar, contudo, que o método de infravermelho está adquirindo abrangência cada vez maior na avaliação dos diversos tipos de materiais e estruturas. Em parte, isso se deve à necessidade de satisfazer os requisitos de segurança e confiabilidade exigidos pela moderna engenharia civil, além da necessidade crescente de desenvolvimento e implementação de técnicas fidedignas para monitorar as estruturas sujeita aos diversos fatores agressivos. Normalmente, os serviços termográficos são utilizados com a

finalidade de se identificar e diagnosticar anomalias ou manifestações patológicas construtivas de origem térmica e possibilitar a formulação de ações corretivas ou de reabilitação, evitando falência de elementos e acidentes catastróficos (MEOLA *et al.*, 2005).

O caráter não-intrusivo e não-destrutivo da termografia, a alta velocidade de medição e obtenção de respostas, assim como a relativa facilidade no manuseio do equipamento salientam sua utilização em larga escala na inspeção e controle da vida útil das estruturas. Apesar do investimento inicial ainda ser relativamente alto para a aquisição do equipamento, estimativas têm mostrado custo/benefício da razão de 1:4 no uso da termografia em programas de manutenção preventiva com tendência a custos mais baixos no futuro (TAVARES, 2006). A vantagem evidente da termografia para o concreto sobre outros métodos não-destrutivos é que grandes áreas de concreto podem ser inspecionadas com segurança e sem contato físico, propiciando sua utilização em locais onde o acesso é difícil e nas regiões fechadas e de risco, enquanto que os outros métodos de ensaio são técnicas em pontos localizados ou em linhas.

Para Weil (1991), é importante observar que a fonte de energia, quando a termografia é empregada para a análise do concreto, pode ser feita utilizando a própria ação solar, uma vez que a sua inspeção pode envolver grandes áreas. Essa ação além, de ter um custo reduzido é capaz de produzir uma distribuição de calor uniforme ao longo de toda a superfície do concreto. No caso de inspeção noturna, o processo poderá ser o inverso, funcionando o concreto como fonte de calor para o meio ambiente mais frio. O importante é estabelecer um gradiente de temperatura, onde o calor deverá fluir através do material, não importa em que direção o faça. Um ponto a se considerar é a condição da superfície da área a ser testada (KIRCHHOFF, *apud* DOEBELIN, 1990; INCROPERA; DeWITT, 2003). Outro fator que interfere na medição de temperatura é o meio ambiente. De acordo com o autor vários são os parâmetros que influenciam os valores de medição; presença de nuvens, velocidade do vento, temperatura e umidade superficial.

Portanto, a aplicação e a utilização da termografia como técnica de ensaio não-destrutivo depende não só da experiência do usuário na manipulação do equipamento e na interpretação da imagem termográfica obtida, como também e, sobretudo, do conhecimento das características térmicas do material sob investigação e das condições

ambientais presentes durante o ensaio, pois estes são fatores que influenciam preponderantemente os resultados. De igual importância é o conhecimento das características da técnica termográfica a ser utilizada (WEIL, 1991; WIGGENHAUSER, 2002)

Com os avanços da tecnologia moderna, agora é possível detectar mudanças de temperatura abaixo de $0,08^{\circ}\text{C}$, permitindo a identificação tanto de delaminações ou trincas em uma estrutura de concreto quanto a sua avaliação interna. Desde 2002, a técnica de termografia foi incluída nos regulamentos das construções de edifícios dos Estados Unidos e Reino Unido, com o objetivo de avaliar o isolamento térmico de suas instalações (CLARK; MCCANN; FORDE, 2003).

3.3 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade avalia a resistência do material à deformação elástica. É uma medida da rigidez do material, refletindo, assim, o grau de fissuração e defeitos, assim como as fases presentes. Materiais com baixo módulo deformam muito elasticamente quando sujeitos a solicitações mecânicas. Alguns desses materiais são indicados para estruturas previamente projetadas para sofrerem deformação apenas transitória. No entanto, na maioria das aplicações não se deseja a ocorrência de deformações significativas, ou seja, os materiais devem apresentar alto módulo de elasticidade. A avaliação da rigidez do material é importante tanto durante o processo de montagem/fabricação da estrutura do qual é componente, quando durante sua vida útil, para que haja controle da estabilidade dimensional do componente. No caso de estruturas, a rigidez não pode ser avaliada isoladamente pelo módulo: deve ser associada às características geométricas do elemento (módulo multiplicado pelo momento de inércia).

No caso de materiais perfeitamente elásticos, a determinação do módulo exige apenas alguns cuidados. No entanto, quando a relação linear entre tensão e a deformação não é obedecida, ou no caso de materiais compósitos, a determinação dessa propriedade apresenta algumas peculiaridades. Este é o caso do concreto.

3.3.1 Abordagem física

Para analisarem-se os fatores que influenciam o módulo de elasticidade, é necessário que se compreenda o significado físico desta propriedade (ASHBY; JONES, 1996). Os átomos nos cristais são mantidos juntos por ligações que se comportam como molas (FIG. 3.12).

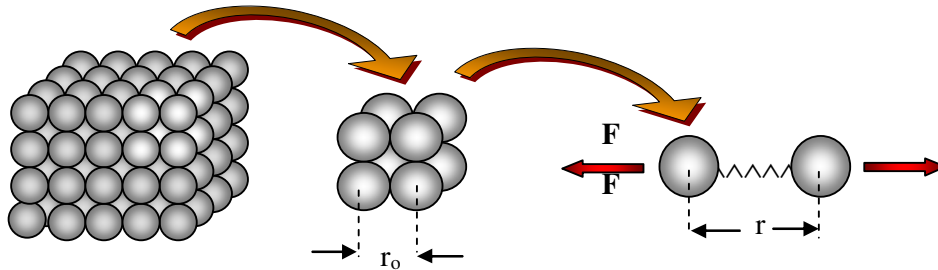


Figura 3-12 - Representação das ligações individuais dos átomos dentro de um cristal.

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

$$S = \frac{dF}{dr} \quad (3.2)$$

onde dF é 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_o). Isto significa que a força entre dois átomos sujeitos a um pequeno deslocamento, de r a r_o , onde r_o é distância de equilíbrio, é:

$$F = S_o \int_{r_o}^r dr \quad (3.3)$$

Integrando:

$$F = S_o (r - r_o) \quad (3.4)$$

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

$$\delta = NS_o (r - r_o) \quad (3.5)$$

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

$$\delta = \left(\frac{S_o}{r_0} \right) \epsilon \quad (3.6)$$

sendo S_o a constante elástica da ligação, dá-se o nome de módulo de *Young* ou de elasticidade, E , à constante de proporcionalidade da equação 3.6:

$$E = \left(\frac{S_o}{r_0} \right) \quad (3.7)$$

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, de forma grosseira, que os materiais com ligações covalentes têm S_o maiores 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.

Dado o significado físico do módulo, pode-se compreender que o módulo de elasticidade de uma estrutura está relacionado à frequência natural de vibração do sistema. Um componente com baixo módulo tem frequência natural de vibração menor que um outro que tenha maior módulo, desde que a massa específica seja a mesma (MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991).

3.3.2 Determinação do módulo de elasticidade

Existem diferentes métodos de se avaliar o módulo de *Young*. O mais simples é submeter o material a uma força de tração e medir sua deformação. Esse método se aplica apenas para materiais perfeitamente elásticos, ou seja, que obedecem à lei de *Hooke*. Esta lei descreve matematicamente o comportamento experimental de determinados materiais nos quais a deformação (ϵ) é praticamente proporcional à tensão, quando as deformações são pequenas:

$$\delta \propto \epsilon \quad (3.8)$$

Comparando-se a equação 3.8 com a equação 3.6, conclui-se que para esses materiais no regime elástico a constante de proporcionalidade dessa equação é o módulo de *Young*:

$$\delta = E\varepsilon \quad (3.9)$$

Como a deformação é adimensional, o módulo de *Young* tem as mesmas dimensões da tensão: MPa. No entanto, é comum utilizar a unidade GPa, pois os módulos são muito grandes.

A estimativa do módulo de elasticidade a partir do diagrama tensão-deformação fornece um valor usualmente chamado de módulo de elasticidade estático. A lei de *Hooke* se aplica também para esforços de compressão. De forma similar, a deformação de cisalhamento e a volumétrica são proporcionais à tensão de cisalhamento e à pressão hidrostática, respectivamente. No caso do cisalhamento, a constante de proporcionalidade recebe o nome de módulo de cisalhamento. Quando da pressão hidrostática, a constante é o módulo volumétrico.

A relação linear entre a tensão e a deformação traz facilidades na determinação do módulo de *Young*, mas essa não é uma forma ideal de medição. Com esse método, é comum a obtenção de módulos para um mesmo material, que diferem entre si em até 30%, mesmo para materiais que se comportam conforme a lei de *hooke* como o aço e o alumínio (BRAGA, 2008). Se o material tiver um módulo alto, a deformação será mínima, o que dificulta a precisão da medida. Deve ser lembrado que a maioria dos sólidos tem deformações elásticas inferiores a valores em torno de 0,001. 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 (ex: máquina de teste não muito rígida), as medições podem conduzir a cálculos de falsas deformações e a valores incorretos de módulos (HUDSON *et al.*, 1976).

Outro fator a ser considerado é que o grau de declividade da curva, ou até mesmo a linearidade entre a tensão e a deformação, vai depender 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; GONÇALVEZ, 1994).

Mesmo assim, no caso de materiais que não obedecem à lei de *Hooke*, é usual que o módulo seja medido a partir do ensaio de compressão/tração. Nestes casos, alguns autores e normas antigas utilizam o termo módulo de deformação em vez de módulo de elasticidade. É importante que se tenha em mente que, na ausência de linearidade, o módulo estático é apenas uma aproximação grosseira do módulo de *Young*.

No caso de compósitos, a situação se complica devido à presença das interfaces. No caso de materiais compostos, é comum calcular o módulo a partir das características elásticas de seus constituintes, ou seja, pela regra das misturas, desde que se considere uma ligação contínua entre as fases da mistura. No caso de um composto formado por camadas alternadas de fibras (fase 1) e material de matriz (fase 2), sujeito a uma tensão aplicada em direção paralela à das fibras, o material não se romperá apenas se a deformação for a mesma nas duas fases (condição de isodeformação). Neste caso, o módulo do composto (E_c) é dado por:

$$E_c = E_1V_1 + E_2V_2 \quad (3.10)$$

onde E_1 , E_2 , V_1 e V_2 são módulos de elasticidade e a fração volumétrica das fases 1 e 2. Quando se considera a interface normal à direção de aplicação da força, a deformação total do composto é igual à soma das deformações dos componentes (condição de isotensão):

$$E_c = \frac{E_1E_2}{E_1V_2 + E_2V_1} \quad (3.11)$$

Uma segunda possibilidade para determinação experimental do módulo de *Young* é por meio da realização de ensaios dinâmicos. Os princípios fundamentais dos métodos dinâmicos decorrem das pesquisas de *Rayleigh*, em 1877, sobre a velocidade do som através do material. Ele estabeleceu uma relação entre a frequência de ressonância, o módulo de elasticidade do material e a velocidade do som, para sólidos homogêneos, isotrópicos e perfeitamente elásticos, desprezando os efeitos da inércia à rotação, da inércia lateral e as distorções por cisalhamento. 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, vibração forçada, propagação de pulsos e métodos térmicos (ALMEIDA, 2005).

Atualmente, as técnicas experimentais dinâmicas mais usadas podem ser classificadas em dois métodos: o da velocidade de propagação de pulsos (mecânicos ou ultra-sônicos) através do material e o da frequência ressonante. A primeira técnica baseia-se na relação estabelecida por *Rayleigh* entre a velocidade de propagação do som (V) em determinada amostra (material, forma e dimensões), sua massa específica (ρ) e suas características elásticas (MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991):

$$V \propto \left(\frac{E}{\rho} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.12)$$

Na técnica de ultra-som, aplica-se uma onda ultra-sônica no material e determina-se o tempo necessário para que se propague pelo mesmo. Conhecendo-se o comprimento e a massa específica do material, é possível calcular o módulo utilizando-se a equação 3.12.

O segundo método dinâmico baseia-se na obtenção da frequência fundamental de ressonância do elemento a ser analisado quando o mesmo é submetido a vibrações longitudinais ou transversais ou torcionais. Essas vibrações podem ser geradas por vibrações mecânicas variáveis (método de ressonância forçada) ou por um impacto (método de ressonância de impacto). Esses métodos são descritos no subitem 3.2.2.2. 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. A dedução da relação entre o módulo de elasticidade dinâmico (E_d) e a frequência ressonante é complexa. Sua formulação é apresentada no APÊNDICE A. Na formulação original de *Euler-Bernoulli*, consideraram-se sólidos homogêneos, isotrópicos e perfeitamente elásticos, nos quais a relação comprimento/largura é suficientemente grande, de modo que se possa desprezar os efeitos do cisalhamento e da inércia à rotação. De forma a aplicar tal equação a corpos-de-prova com dimensões menos restritas, Pickett (1945 *apud* MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991) e Spinner e Tefft (1961 *apud* MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991) propuseram alterações na equação original. No caso do módulo transversal, $E_{d,t}$, o resultado pode ser expresso por:

$$E_{d,t} (MPa) = C_m m n_t^2 \quad (3.13)$$

onde m é a massa da amostra em kg , n_t é a frequência fundamental transversal (Hz).

No caso de amostras prismáticas:

$$C_m = 0,9464 \left(\frac{\ell^3 T}{bt^3} \right) \quad (3.14)$$

e para cilindros:

$$C_m = 0,1,6067 \left(\frac{\ell^3 T}{d^4} \right) \quad (3.15)$$

onde ℓ é o comprimento da amostra em metros, d é o diâmetro do cilindro em metros, t e b são as dimensões em metro da seção transversal do prisma, sendo t na direção da vibração. T é um fator de correção que depende da relação entre o raio de giração da seção (i) e o comprimento da amostra (ℓ) e do coeficiente de *Poisson* (ν). Para cilindros é dado por:

$$i = \frac{d}{4} \quad (3.16)$$

para prismas é dado por:

$$i = 0,2887t, \quad (3.17)$$

A norma ASTM C-215 (2002) apresenta uma tabela com os valores do fator de correção (T) relativos a um coeficiente de *Poisson* igual a 0,17 (TAB. 3.2).

Tabela 3-2 - Valores do fator de correção T para coeficiente de *Poisson* de 0,17

i/ℓ	T	i/ℓ	T	i/ℓ	T	i/ℓ	T
0,00	1,00	0,05	1,20	0,10	1,73	0,20	3,58
0,01	1,01	0,0	1,28	0,12	2,03	0,25	4,78
0,02	1,03	0,07	1,38	0,14	2,36	0,30	6,07
0,03	1,07	0,08	1,48	0,16	2,73	-	-
0,04	0,13	0,09	1,60	0,18	3,14	-	-

Fonte ASTM C-215 (2002).

Para um coeficiente de *Poisson* diferente de 0,17, o novo fator de correção (T') deve ser obtido com a seguinte expressão

$$T' = T \cdot \left[\frac{1 + (0,26 \cdot \nu + 3,22 \cdot \nu^2) i/\ell}{1 + 0,3228 \cdot i/\ell} \right] \quad (3.18)$$

Porém, o módulo de elasticidade obtido sofre pouca influência do coeficiente de *Poisson*. Uma mudança no coeficiente de 0,17 para 0,26 provoca aumento no valor do módulo inferior a 2%.

Utilizando-se a frequência fundamental longitudinal, o módulo dinâmico, $E_{d,l}$, é obtido com a seguinte expressão:

$$E_{d,l}(MPa) = D_m m n_l^2 \quad (3.19)$$

onde n_l é a frequência fundamental longitudinal, obtida do ensaio (Hz). Para prismas:

$$D_m = 4 \left(\frac{\ell}{bt} \right) \quad (3.20)$$

para cilindros:

$$D_m = 5,093 \left(\frac{\ell}{d^2} \right) \quad (3.21)$$

O módulo de elasticidade torcional, $E_{d,to}$, que utiliza a frequência fundamental torcional (n_{to}) é dado por:

$$E_{d,to}(MPa) = B_m m n_{to}^2 \quad (3.22)$$

onde:

$$B_m = \frac{4\ell R}{A} \quad (3.23)$$

e ℓ é o comprimento da amostra em metros, A é a área da seção transversal da amostra (m^2). R é o fator de forma, cujo valor é 1 para cilindros e 1,183 para prismas de seção transversal quadrada e:

$$R = \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right) \div \left[4 \left(\frac{a}{b} \right) - 2,52 \left(\frac{a}{b} \right)^2 + 0,21 \left(\frac{a}{b} \right)^6 \right] \quad (3.24)$$

para prismas retangulares cujas dimensões da seção transversal são a e b , com $a < b$.

Os métodos dinâmicos citados são altamente sensíveis a pequenas diferenças nas dimensões do corpo-de-prova, às pequenas aproximações nas leituras das respostas nos instrumentos, às condições de rugosidade da superfície do material, às condições

ambientais, à taxa de armadura, entre outros. Esses fatores podem, inclusive, provocar erros na interpretação dos resultados. No caso de materiais heterogêneos, como os concretos, para utilizar essa relação, as dimensões da amostra devem ser bem maiores que as dos materiais constituintes (MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991). No entanto, são considerados os métodos mais promissores na Engenharia para a determinação do módulo de elasticidade comumente chamado de dinâmico e do coeficiente de *Poisson*, assim como para a análise de durabilidade do material.

3.3.3 Módulo de elasticidade do concreto

São feitas, a seguir, considerações sobre os métodos para determinação do módulo de elasticidade estático e módulo de elasticidade dinâmico do concreto.

3.3.3.1 Módulo estático

Em um composto, o módulo de elasticidade é afetado pela natureza, fração volumétrica e características dos constituintes. No caso do concreto, apesar da linearidade típica das curvas tensão-deformação da pasta de cimento e do agregado, o composto não é um material tipicamente elástico (FIG. 3.13). A rigidez do composto não reflete totalmente a rigidez de cada um dos constituintes. Portanto, a lei de *Hooke* não é obedecida.

Como foi dito, o valor de módulo determinado a partir do ensaio de compressão é apenas uma aplicação grosseira e aproximada do módulo de *Young*. A não-linearidade estaria relacionada ao fato de que o concreto é um material microfissurado mesmo antes do carregamento. Essa microfissuração estaria relacionada a efeitos de retração por secagem ou contração térmica atuando na pasta e no agregado, que apresentam diferentes características térmicas e mecânicas. Como resultado, surgiriam microfissuras na zona de transição. Para tensões muito baixas, essas trincas permanecem estáveis e o comportamento do material seria linear.

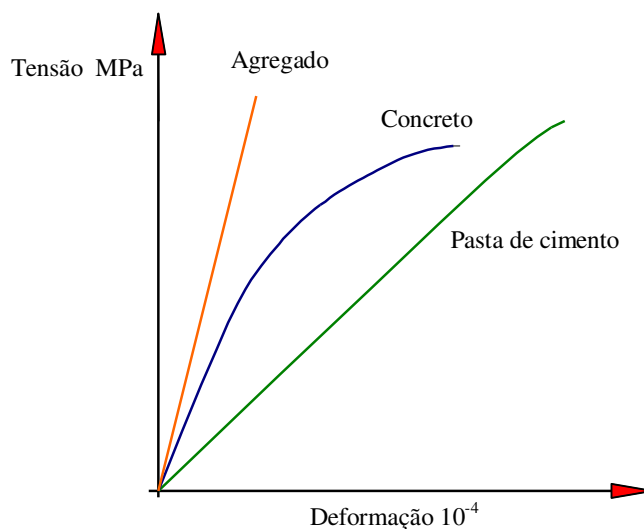


Figura 3-13 - Comportamento tensão-deformação da pasta de cimento, do agregado e do concreto.

A partir de determinado valor de tensão (30% da tensão de ruptura), as fissuras da zona de transição começam a se propagar, mas a fissuração da matriz é desprezível. De 50 a 60% da tensão de ruptura para cima inicia-se a fissuração da matriz, tendo início a ruptura do material. A partir de 75% tem-se um tamanho crítico, cuja trinca cresce sob tensão constante até a ruptura do material como um todo. O término da linearidade da curva coincide com o início da propagação das trincas. Em função dessa não-linearidade da curva não é possível determinar um só módulo de elasticidade do concreto. Por isso, são definidos alguns tipos de módulo (FIG. 3.14), numa tentativa de prever o módulo de elasticidade (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; MEHTA; MONTEIRO, 2008).

O módulo tangente é determinado pelo coeficiente angular da tangente à curva tensão-deformação em dada tensão ($E_{c,tg}$); o módulo tangente inicial ($E_{c,0}$) pela inclinação da reta tangente à curva na origem; e o módulo secante ($E_{c,s}$) pela declividade da reta traçada da origem a um ponto da curva correspondente à tensão considerada. Alguns autores e normas utilizam o termo módulo-corda, que é o obtido pela declividade da reta traçada entre dois pontos do diagrama, enquanto consideram o módulo secante como aquele obtido pelo segmento de reta que parte da origem à tensão considerada. O emprego do primeiro evita a utilização de pontos do trecho inicial do diagrama, que pode apresentar certa concavidade para cima, decorrente do fechamento de pequenas

fissuras preexistentes. Também, pode-se determinar para o concreto o módulo de deformação à flexão, a partir do ensaio de flexão de uma viga.

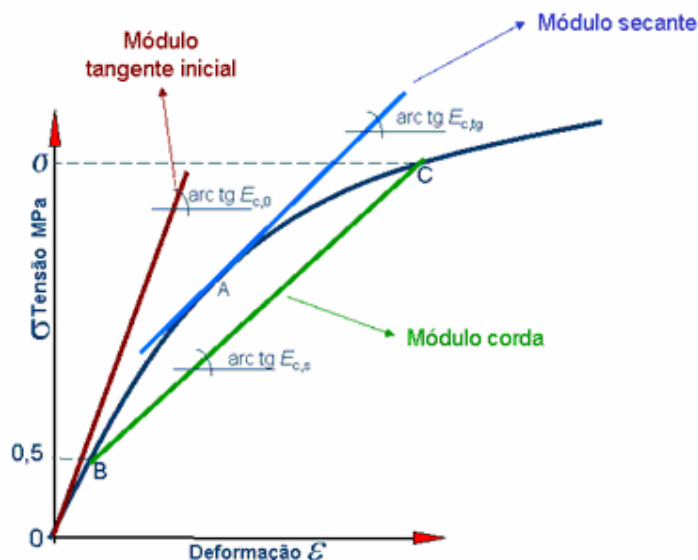


Figura 3-14 - Representação esquemática dos módulos de elasticidade tangente: Tangente ($E_{c,tg}$), tangente inicial ($E_{c,0}$) e secante ($E_{c,s}$).

Fonte: Adaptado da NBR 8522 (ABNT, 2003).

Na prática, os métodos e instrumentos de medida das deformações exercem influência sobre o valor do módulo de elasticidade e da sua variabilidade. Devido aos aparatos necessários para o traçado preciso da curva tensão-deformação, comumente os módulos de elasticidade do concreto são estimados a partir de equações empíricas que pressupõem relação direta entre o módulo (E_c), a resistência mecânica à compressão (f_c) e a massa específica:

$$E_c = k\rho^x f_c^y \quad (3.25)$$

onde k , x e y são constantes determinadas empiricamente, que variam em função da natureza do agregado e da resistência do concreto.

De modo geral, essas equações foram desenvolvidas a partir de concretos estruturais, com resistências na faixa de 20 a 40 MPa. Para concretos de alto desempenho, o composto tende a se comportar de forma mais homogênea, tendo comportamento mais próximo do elástico, devido às características da zona de transição:

$$E_c = kf_c + y \quad (3.26)$$

A norma brasileira para projeto e execução de estruturas em concreto armado e protendido NBR 6118 (ABNT, 2004) propõe, para o cálculo de concretos simples de densidade 2.400 kg/m^3 e para o concreto armado e protendido de 2.500 kg/m^3 , que o módulo de elasticidade tangente, E_c , de concretos seja dado pela equação 3.27, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto.

$$E_c = 5600\sqrt{f_{ck}} \quad (3.27)$$

onde f_{ck} é a resistência característica do concreto dada em MPa.

São muitas as equações propostas para a relação entre o módulo de elasticidade e a resistência do concreto. No entanto, pesquisas como a mostrada na FIG. 3.15 indicam diferenças significativas entre os valores medidos e previstos por relações empíricas (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; PERSSON, 2004).

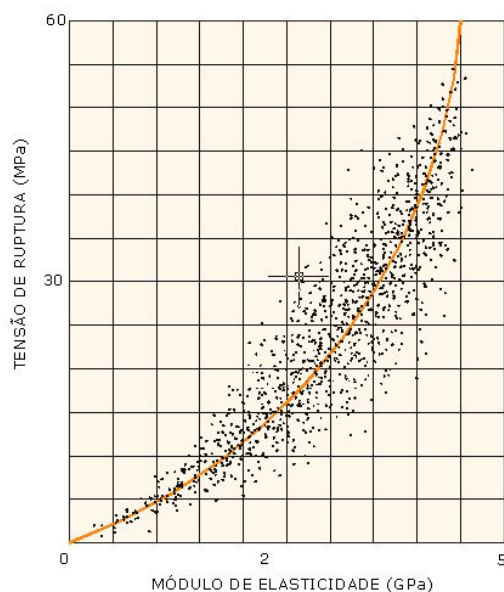


Figura 3-15 - Valores experimentais do módulo de elasticidade e a tensão de ruptura de diferentes concretos.

Fonte: Adaptado de Coutinho e Gonçalves (1994).

Na comunidade da construção brasileira, muito se tem discutido sobre a impossibilidade de se atender a equação 3.27 com os concretos fabricados no Brasil (informação verbal).

Tais situações indicam ser a relação complexa, o que deve ser considerado quando se utiliza esse método indireto para previsão do módulo.

Trabalho de Almeida (2005) sob orientação do professor Hanai relata que o módulo estático medido em prismas é maior do que o obtido em corpos-de-prova cilíndricos para concreto de baixa e média resistência. Isto mostra que o módulo estático não é adequado para descrever o módulo de *Young*, que é uma propriedade intrínseca do concreto, ou seja, não depende da geometria do corpo-de-prova.

Os valores obtidos com tais expressões devem servir apenas como estimativa, pois as propriedades da zona de transição, o estado de umidade durante o ensaio e o tempo de cura do corpo-de-prova não exercem a mesma influência na resistência à compressão e no módulo de elasticidade. Pode-se afirmar que o módulo obtido da curva tensão-deformação cresce com o aumento da resistência, mas não na mesma proporção. Além destes, pode-se citar alguns fatores que também influenciam o valor do módulo de elasticidade do concreto, tais como: as propriedades dos materiais constituintes (porosidade, dimensão máxima, forma, textura superficial, granulometria, composição mineralógica, módulo de elasticidade do agregado, etc.); a dosagem da mistura e a realação água-cimento; a porosidade da matriz; os espaços vazios e as microfissuras da zona de transição. Destaca-se, entre estes fatores, a quantidade de agregado graúdo na mistura, pois sendo o módulo de elasticidade do agregado (de peso normal) maior que o da matriz, quanto maior o teor de agregado, maior o módulo de elasticidade do concreto, para uma mesma resistência.

O cálculo do módulo do concreto a partir das fases que o compõem pode ser uma alternativa. No entanto, os dois modelos descritos no subitem anterior para materiais compostos (equações 3.9 e 3.10) descrevem arranjos simples que não correspondem ao concreto, pois desconsideram as descontinuidades da interface. Um caminho para a determinação do módulo de elasticidade do concreto seria a adoção da formulação proposta para materiais compósitos, supondo ser o concreto um composto constituído de duas fases sólidas, que têm tensões de ruptura e constantes elásticas diferentes. Existem modelos elaborados para o caso de concretos. Alguns desses efeitos podem ser computados por um fator empírico de aderência, como proposto na expressão de *Hirsch*:

$$\frac{1}{E_c} = \left(1 - \frac{2z}{\pi}\right) \cdot \left(\frac{V_a}{E_a} + \frac{1-V_a}{E_p}\right) + \frac{2z}{\pi} \left[\frac{1}{V_a E_a + (1-V_a) E_p}\right] \quad (3.28)$$

onde E_a e E_p são os módulos do agregado e da pasta, V_a é a fração volumétrica do agregado e z é um coeficiente que varia de acordo com a aderência, desde 0 (falta de aderência) até $\pi/2$ (aderência perfeita). Para valores limites de z (0 ou $\pi/2$), essa expressão se reduz às equações 3.10 e 3.11, respectivamente, definindo valores limites para o módulo de elasticidade de determinado concreto, de onde se observa que os modelos de isodeformação e isotensão fornecem, respectivamente, os valores superior e inferior do módulo. No caso desses limites serem próximos, o problema do ponto de vista prático está resolvido.

3.3.3.2 Módulo dinâmico

Considerando os problemas mencionados, as dispersões associadas aos ensaios de compressão e a influência dos equipamentos e instrumentos de medida da deformação usualmente empregados (BEZERRA, 2007; BEZERRA; AGUILAR; CETLIN, 2008; BUCHER; RODRIGUES FILHO, 1983; CARINO; GUTHRIE; LAGERGREN, 1994; FORSTIE; SCHNORMEIER, 1981; LIMA; BARBOSA, 2002; MARCO; REGINATTO; JACOSKI, 2003; MARTINS, 2004; PATNAIK; PATNAIKUNI, 2002; PIRES, 2006; SACANDIUZZI; ANDRIOLO, 1986), é de se supor que o módulo de *Young* do concreto possa ser determinado com mais precisão utilizando métodos experimentais dinâmicos, que aplicam carregamentos dinâmicos e não interferem diretamente na amostra. Além disso, para a análise de deformações e tensões das estruturas carregadas dinamicamente ou daquelas sujeitas a terremotos ou cargas de impacto, é mais adequado o uso do módulo de elasticidade dinâmico. Como o ensaio não é destrutivo, inúmeras medidas podem ser feitas no mesmo corpo-de-prova ao longo de determinado período. Dessa forma, o módulo dinâmico também poderia ser empregado na avaliação de alterações do concreto submetido à cura, a ataque químico ou a ciclos de congelamento e descongelamento.

Esse módulo poder ser calculado a partir da velocidade de propagação de ondas sonoras ou da frequência fundamental de vibração, da massa, das dimensões e da forma do corpo-de-prova. A rigor, esses métodos não poderiam ser aplicados a materiais não homogêneos, como o concreto. No entanto, bons resultados são obtidos desde que o corpo-de-prova tenha dimensões suficientemente grandes e seja feito um número adequado de medidas de modo a minimizar a influência da heterogeneidade do material. Alguns autores apresentam a descrição do método da velocidade de propagação de pulsos para a obtenção do módulo de elasticidade dinâmico do concreto, ou seja, para verificar o comportamento elástico e até mesmo para estimar a resistência. Neville (1997) acredita que esse método não oferece confiabilidade, pois diferenças em alguns parâmetros, como, por exemplo, no coeficiente de Poisson, podem acarretar significativas diferenças no valor resultante do módulo, causando reduções de até 11%.

O método da frequência de ressonância para concreto foi desenvolvido por Powers em 1938, que comparou o som obtido do impacto de um martelo em um prisma de concreto com o som de vários sinos de uma orquestra, calibrados com frequências diferentes. Apesar de subjetivo, esse ensaio foi a base para o desenvolvimento de métodos mais sofisticados. Lochner e Keet (1955 *apud* MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991) concluíram que os ensaios não-destrutivos dinâmicos, até então realizados, não eram adequados para ensaios de campo, por causa do aparato eletrônico empregado, que necessitava de manutenção, energia e tinha dificuldades para ser transportado. A partir daí, eles desenvolveram um método simples baseado na pressão do som, para medir o módulo de elasticidade dinâmico de prismas de concreto com dimensões de 2,5 cm x 2,5 cm x 28 cm ou 10 cm x 10 cm x 50 cm.

O equipamento não-eletrônico, de dimensões reduzidas e de baixo custo, consiste num ressonador de *Helmholtz* ajustável, pelo qual pode ser observada a ressonância por meio de um estetoscópio. A barra de concreto é apoiada pelos pontos nodais e recebe leves impactos com um martelo, vibrando no modo transversal. A faixa de frequência desse método é de aproximadamente 550 Hz a 1700 Hz. Uma expressão é apresentada para relacionar o módulo de elasticidade dinâmico do material, a leitura obtida e a temperatura ambiente. Essa expressão é corrigida por um fator que considera os efeitos do índice de esbeltez e do coeficiente de *Poisson*. Como a precisão da medida da frequência depende da sensibilidade auditiva do operador para variações de intensidade,

além da calibração do instrumento, esse método apresenta pouca certeza nos valores obtidos para o módulo de elasticidade do material, mesmo tendo os autores apresentado resultados experimentais com desvio-padrão das medidas menor que 1%. Eles concluíram também que a precisão das medidas aumenta para frequências mais altas. Hoje, equipamentos mais sofisticados estão disponíveis no mercado e permitem determinar a frequência natural utilizando impacto ou vibrações mecânicas variáveis (subitem 3.2.2).

A norma britânica BS 1881: Part 209 (BSI, 1990) recomenda que, para a aplicação do método de ressonância ao concreto, a amostra deve possuir configuração prismática (tipo viga). Neville (1997) descreve esse tipo de ensaio, no qual o módulo dinâmico é determinado em corpos-de-prova prismáticos, cujas dimensões devem ser medidas com bastante precisão e podem ser: 15 x 15 x 75 cm ou 10 x 10 x 50 cm. No entanto, a norma americana ASTM C-215 (2002) padroniza o ensaio tanto para corpos-de-prova cilíndricos como prismáticos, desde que a relação entre o comprimento e a maior dimensão da seção transversal seja de no mínimo 2. A norma ressalta que melhores resultados são obtidos com os índices de forma entre 3 e 5. Segundo Malhotra e Sivasundaram (1991), as amostras que possuem índice muito alto ou baixo são dificilmente excitadas no modo de vibração fundamental. O mesmo pesquisador cita que ensaios têm sido feitos utilizando cilindros de 15, 2 x 30,5 cm e prismas de 7,6 x 7,6 x 30,5 mm. O fabricante de equipamento C.N.S. Electronics, (1995) sugere uma relação de 2 para corpos cilíndricos.

Batchelder e Lewis (1953 *apud* MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991) preconizaram que os módulos calculados com frequências transversal e longitudinal possuem boa correlação entre si, como pode ser visto na FIG. 3.16, principalmente para o caso de amostras úmidas (JONES, 1957; 1962, *apud* MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991).

Jones, em seus estudos, acha que para os concretos molhados não houve diferença sensível no módulo de elasticidade dinâmico, determinado a partir dos módulos de vibração transversal e longitudinal. No entanto, em amostras secas o módulo dinâmico obtido com o modo transversal de vibração é menor do que com o modo longitudinal (MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991).

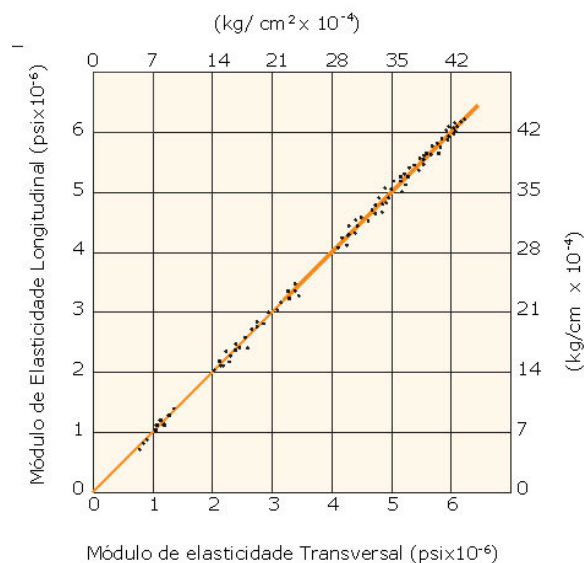


Figura 3-16 – Comparação entre os módulos de *Young* determinados com a frequência longitudinal e a transversal. Fonte: Adaptado de Malhotra e Sivasundaram (1991).

O módulo dinâmico tem sido utilizado com sucesso para o estudo de durabilidade de concreto. Malhotra e Sivasundaram (1991) relataram experimentos que detectaram o efeito da corrosão dos ácidos sulfúrico e acético em prismas de concreto. Também foram registradas variações do módulo de elasticidade dinâmico em amostras que foram submetidas a ciclos de carga-descarga: a tensão no concreto, ainda que por pouco tempo, afetou o módulo de elasticidade dinâmico, que mostrou diminuição de 3 para 3,5% em 28 dias. Segundo a norma ASTM C-215 (2002), o método se aplica basicamente para estudo da deterioração do concreto. A mesma norma cita que os resultados dos ensaios de frequência ressonante forçada no modo transversal apresentam coeficiente de variação de 1%, não estando determinadas as precisões para os modos longitudinal e torcional e para o ensaio de frequência por impacto.

Só recentemente o método da frequência de ressonância começa a ser utilizado no Brasil, em especial para argamassas e madeira (ALMEIDA, 2005; BALLARIN; NOGUEIRA, 2005; MONTE *et al.*, 2007; OLIVEIRA *et al.* 2003; SILVA; CAMPITTELI, 2000; TARGA; BALLARIN; BIAGGIONI, 2007). Para o concreto, praticamente inexitem pesquisas (EVANGELISTA, 2002).

3.3.3.3 Módulo estático x módulo dinâmico

Há alguns anos vários pesquisadores procuram estabelecer a relação entre o módulo dinâmico e o estático. Essa relação não é facilmente determinada pela análise do comportamento físico, pois a heterogeneidade do concreto influencia os dois módulos de forma diferente. Malhotra e Sivasundaram (1991) citam alguns desses trabalhos: Klieger (1957), Philleo (1955), Powers (1938), Sharma e Gupta (1960), Stanton (1944), Whitehurst (1966) e Witte e Price (1944). Segundo esses autores, o módulo dinâmico é geralmente um pouco mais elevado do que o módulo de elasticidade estático. Essa diferença depende do grau de precauções tomadas durante a realização dos experimentos e da aplicação dos fatores de correção. Além disso, para altos valores de módulo de elasticidade estático, os valores dinâmicos e estáticos tendem a se igualar. Isto significa que para concretos de alta resistência as medidas de módulo utilizando ultra-som ou frequência ressonante podem ser adequadas.

Alguns autores sugerem que o módulo de deformação dinâmico pode ser obtido a partir do módulo tangente calculado pela reta traçada desde a origem. Em função da forma da curva, verifica-se que esse módulo tangente inicial é maior, se comparado ao secante ou a qualquer outro tangente. Sendo assim, é de se esperar que os módulos calculados a partir de métodos dinâmicos sejam maiores que os estáticos (ASTM C-215 (2002)). Segundo Mehta e Monteiro (2008), o módulo dinâmico é geralmente 20, 30 e 40% maior do que o módulo estático de deformação para concretos de alta, média e baixa resistência, respectivamente. Essa diferença dependeria dos cuidados tomados durante a realização dos ensaios e do emprego de fatores de correção nas equações para o cálculo do módulo dinâmico.

Para Coutinho e Gonçalves (1994), a razão entre o módulo tangente e o dinâmico é em torno de 0,5 para concretos de baixa resistência, crescendo para perto de 0,8 com o aumento da resistência. A proximidade dos valores para concretos de alto desempenho estaria relacionada à qualidade da zona de transição. A idade do concreto também afeta essa relação. Em idades maiores, para o mesmo concreto, o módulo cresce mais rapidamente do que a resistência (por causa da zona de transição mais densa, atingida com um maior tempo de cura) e o seu valor em corpos-de-prova secos é menor se comparado ao de corpos-de-prova úmidos, pois durante a secagem ocorre aumento da

microfissuração na zona de transição, alterando o comportamento do diagrama tensão-deformação. Segundo Neville (1997), geralmente acontece o contrário com os módulos dinâmicos. Além da natureza e da proporção dos constituintes e dos parâmetros de ensaio, para dada idade a umidade da amostra afeta os resultados: concretos úmidos apresentam módulo de elasticidade aproximadamente 15% maior do que os testados no estado seco. É importante observar que o inverso ocorre com a resistência, que é quase 15 vezes maior quando as amostras estão secas. Também influencia nos resultados a planicidade da superfície do corpo de concreto (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; HAN; KIM, 2004; KUPKOVÁ *et al.*, 2007; LI *et al.*, 1999; ODELSON; KERR; PRADO, 2006; VICHIT-VADAKAN, 2007; RODRIGUES, 2003; TOPÇU, 2005).

Como os resultados de ensaios de frequência de ressonância são geralmente utilizados para calcular o módulo de elasticidade dinâmico do concreto e resultam valores mais altos que aqueles obtidos de ensaios estáticos, o uso do módulo dinâmico na fase de projeto pode ser um problema a se considerar, assim como também não é ideal a estimativa da resistência à compressão ou à flexão do concreto por meio de correlações entre estas e o módulo dinâmico, sem terem sido feitos ensaios experimentais com os mesmos materiais.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste trabalho, estudam-se o desempenho, a caracterização e avaliação da integridade de concretos utilizando como parâmetros a frequência natural de vibração, o coeficiente de amortecimento e módulo de elasticidade dinâmico determinados pelo método de frequência ressonante. Para balizar os experimentos, foram empregados os ensaios de compressão uniaxial, nos quais se determinou a resistência à compressão. Não foi calculado o módulo de elasticidade dos compostos cimentícios no ensaio de compressão devido às dificuldades de execução e à grande imprecisão envolvida no método (subitem 3.3.2). Optou-se em utilizar a escleromeria como ensaio complementar. Como na literatura existem divergências quanto a algumas variáveis que afetam a determinação da frequência ressonante (subitem 3.3.3.2), inicialmente foram avaliados os parâmetros que poderiam afetar sua medida, adotando como referência barras metálicas.

São analisados concretos de cimento *Portland* fabricados com diferentes tipos e/ou proporções de aglomerante, britas, água e ar. Também são avaliados corpos-de-prova produzidos com diferentes tipos de imperfeições e amostras deterioradas artificialmente. Nos experimentos, é analisada a possibilidade de utilização da termografia para avaliação das mesmas situações consideradas pela frequência ressonante. Deve ser ressaltado que, em função dos objetivos do estudo, a trabalhabilidade do concreto não era fator primordial, considerando que a homogeneidade do composto não foi comprometida. O importante foi a adoção de um concreto de referência, por isso se optou pelo não uso de aditivos na sua fabricação (diminuição de variáveis a serem analisadas), que tivesse boa trabalhabilidade, cujos fatores de controle fossem o relação água-cimento e cimento/argamassa. Obviamente, um cuidado adicional foi necessário para a moldagem de concretos de menor *slump*, de modo a se garantir um concreto endurecido o mais homogêneo possível. O controle do consumo de cimento também não foi foco do trabalho, apesar de ser basicamente o mesmo nos concretos produzidos, em função das variáveis que foram fixadas.

4.1 Materiais

Para a aferição do ensaio de frequência ressonante foram utilizadas barras prismáticas e cilíndricas de aço 1020 e de liga de alumínio 6061, de diferentes dimensões.

Os concretos analisados foram fabricados com cimento do tipo CPV ARI-RS (cimento *Portland* de alta resistência inicial resistente a sulfatos), água, agregados graúdos e agregados miúdos. A água usada foi a disponibilizada para consumo na região metropolitana de Belo Horizonte pela Companhia de Saneamento de Minas Gerais (COPASA). Utilizou-se como agregado miúdo areia natural lavada; e como agregado graúdo brita gnaisse de duas diferentes granulometrias (comercialmente denominadas britas 0 e 1), brita calcária 0 e argila expandida. Os agregados, o cimento e a argila utilizados (FIG. 4.1) são provenientes do comércio da região metropolitana de Belo Horizonte.

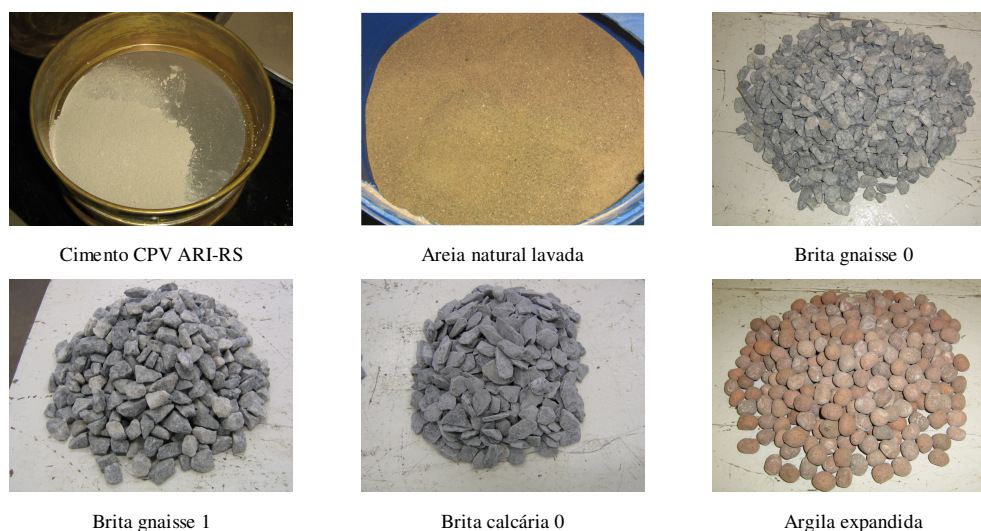


Figura 4-1 – Matérias-primas utilizadas na fabricação dos concretos.

Na confecção dos concretos, a relação água-cimento variou de 0,4 a 0,9 para um conjunto de experimentos e foi fixa e igual a 0,5 para os demais. Tais valores foram escolhidos de modo que fosse possível a obtenção de concretos muito porosos, de porosidade usual e de alto desempenho (NBR 6118 – ABNT, 2004). O traço de dosagem escolhido foi 1:1:2 (em peso), ou seja, uma unidade de cimento, uma de areia e duas de agregado graúdo. Tal escolha se deu com base no traço utilizado para determinação da resistência do cimento - NBR-12655 (ABNT, 2005a). No caso de concretos confeccionados com argila expandida, em função do baixo peso específico e

da alta porosidade, o traço foi adaptado: utilizou-se um volume de argila que correspondia ao volume da massa de brita utilizada no traço (FIG. 4.2).



Figura 4-2 - Volumetria da argila expandida.

Em alguns corpos-de-prova de concreto foram adicionadas fibras de aço e em outros foram produzidas imperfeições (FIG. 4.3). Foram adicionadas fibras curtas da marca *Dramix* tipo RL 45/30 (dupla ancoragem (R), soltas (L), de comprimento (l) de 30 mm, diâmetro (d) de 0,62 mm e fator de forma (l/d) classe 45) na dosagem de 30g/m^3 de concreto. Também foram confeccionados corpos-de-prova com fibras longas na forma de barras de aço CA-60 (aço para concreto armado com no mínimo 600 MPa de limite de escoamento, 630 MPa de limite de resistência e 5% de alongamento em 10 diâmetros) de 15 cm de comprimento e 5 mm de diâmetro. As imperfeições do concreto foram produzidas pela incorporação na massa fluida de diferentes materiais: bolas de vidro de 20 e 25 mm de diâmetro, bolas de pingue-pongue de 40 mm de diâmetro e aditivo incorporador de ar marca *Tecfill* fornecido pela Supermix, em quantidade suficiente (0,1% por kg de cimento) para a formação de 13% de vazios (a normalização vigente recomenda 2%). As fibras de aço e as imperfeições incrustadas no concreto foram adquiridas no comércio de Belo Horizonte.

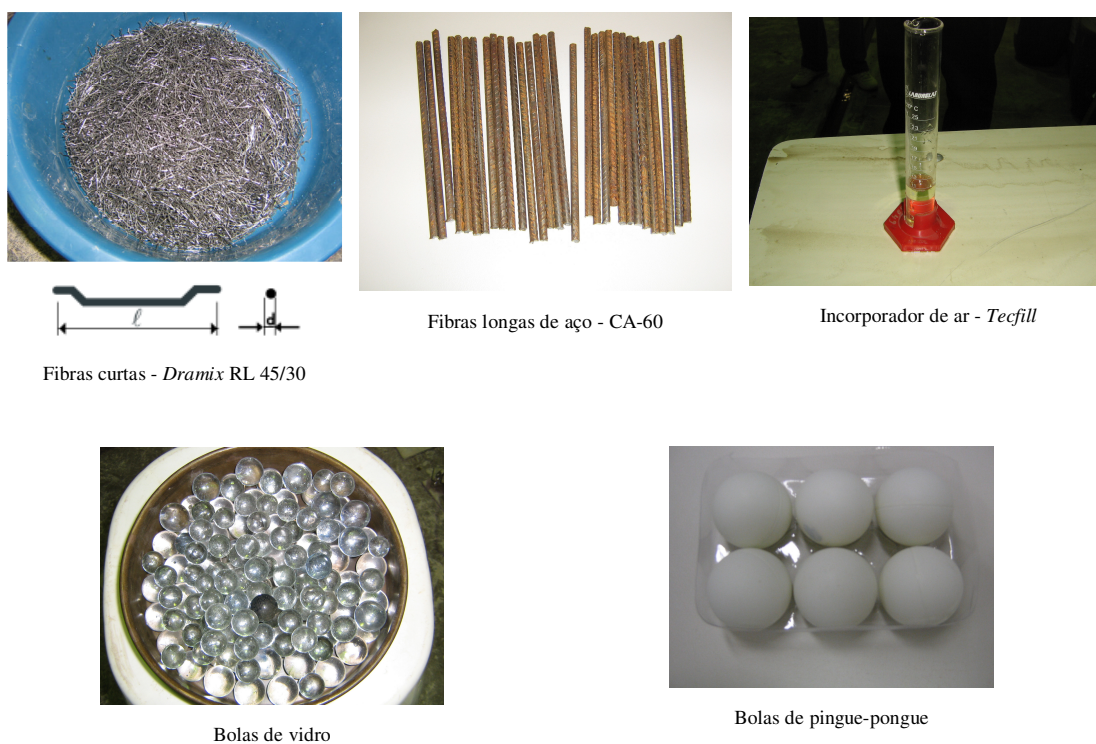


Figura 4-3 - Materiais adicionados aos concretos.

Todos os materiais foram criteriosamente separados, secos (quando necessário), identificados e acondicionados em tonéis plásticos com tampa para não haver nenhum tipo de contaminação. O armazenamento se deu no laboratório de materiais do CEFET-MG até o início dos trabalhos de moldagens.

4.2 Métodos

Os métodos empregados para o estudo dos materiais cimentícios foram essencialmente experimentais e podem ser descritos nas seguintes etapas:

- caracterização das matérias-primas;
- aferição do ensaio de frequência ressonante pelo estudo da influência das variáveis de ensaio nas medidas de frequência ressonante e do módulo de elasticidade utilizando materiais de referência (aço e liga de alumínio);
- moldagem e cura dos compósitos;

- medida de *slump*;
- deterioração dos concretos;
- determinação da resistência mecânica (por ensaios de compressão e esclerometria);
- determinação da frequência natural de vibração/coeficiente de amortecimento/módulo de elasticidade utilizando frequência ressonante;
- obtenção de imagens termográficas;
- análise dos resultados.

A representação esquemática das etapas do trabalho experimental é apresentada na FIG. 4.4. Essas atividades foram desenvolvidas nos laboratórios da UFMG e do CEFET/MG.

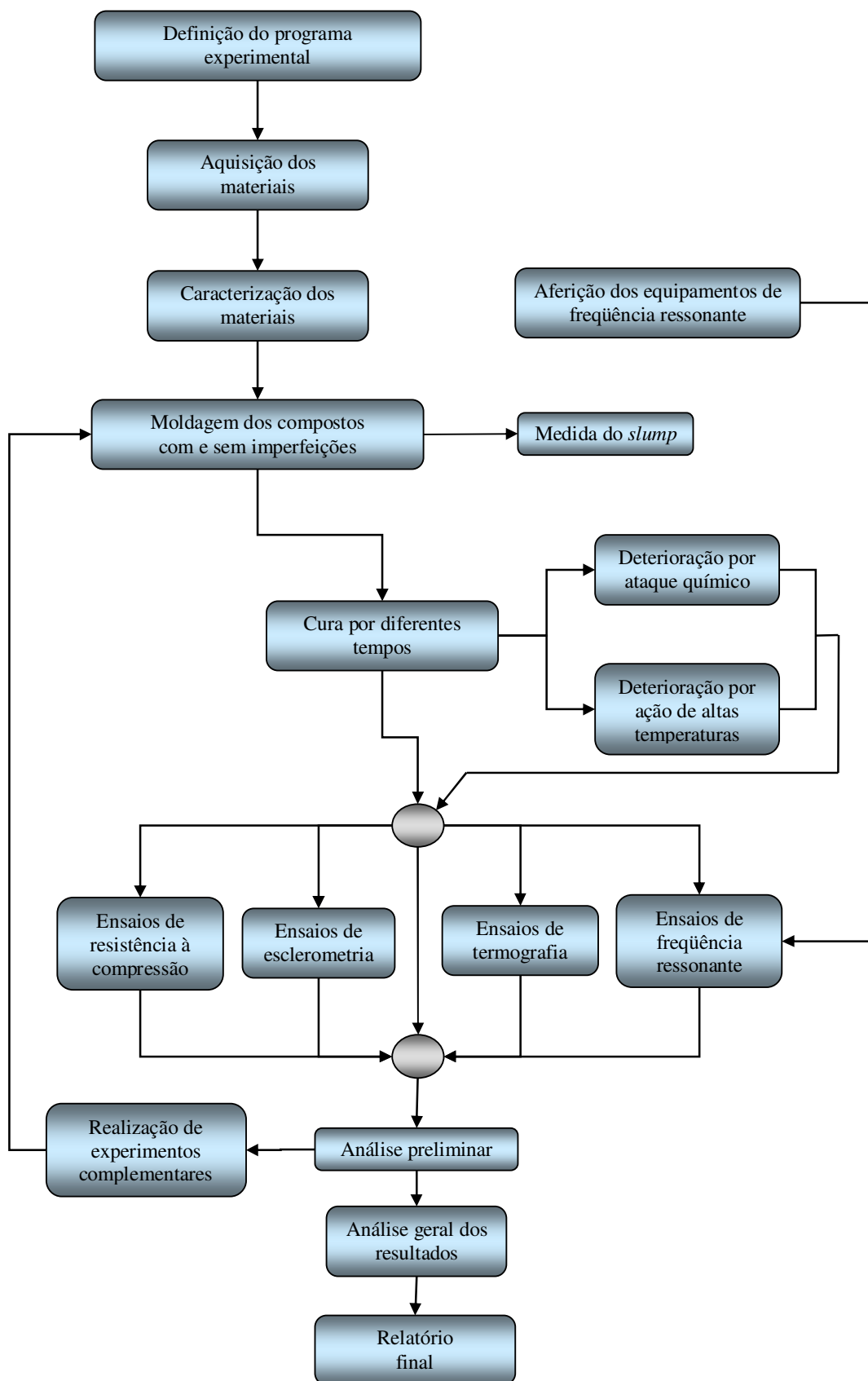


Figura 4-4 - Representação esquemática das etapas do projeto.

O trabalho experimental teve início com a caracterização dos materiais, baseada nas recomendações vigentes. Em seguida, foram confeccionados os concretos, realizados os *slump test*, moldados e curados os corpos-de-prova. Após os tempos de cura especificados, foram realizados os ensaios.

4.2.1 Controle dos experimentos

De forma a facilitar o controle, os experimentos foram classificados em seis grupos de acordo com a variável a ser analisada pelos ensaios de resistência mecânica, frequência ressonante, esclerometria e termografia:

- grupo I – influência do teor de água;
- grupo II – influência da granulometria dos agregados;
- grupo III – influência da natureza do agregado;
- grupo IV – deterioração por ação de altas temperaturas ;
- grupo V – deterioração por ataque químico;
- grupo VI – inclusão de imperfeições.

Na FIG. 4.5 são apresentadas de forma esquemática as especificações de cada grupo. Em seguida, na FIG. 4.6 é apresentado o número de corpos-de-prova avaliados em cada um dos ensaios. Na TAB. 4.1 são apresentadas as quantidades dos materiais utilizados para a fabricação dos concretos estudados.

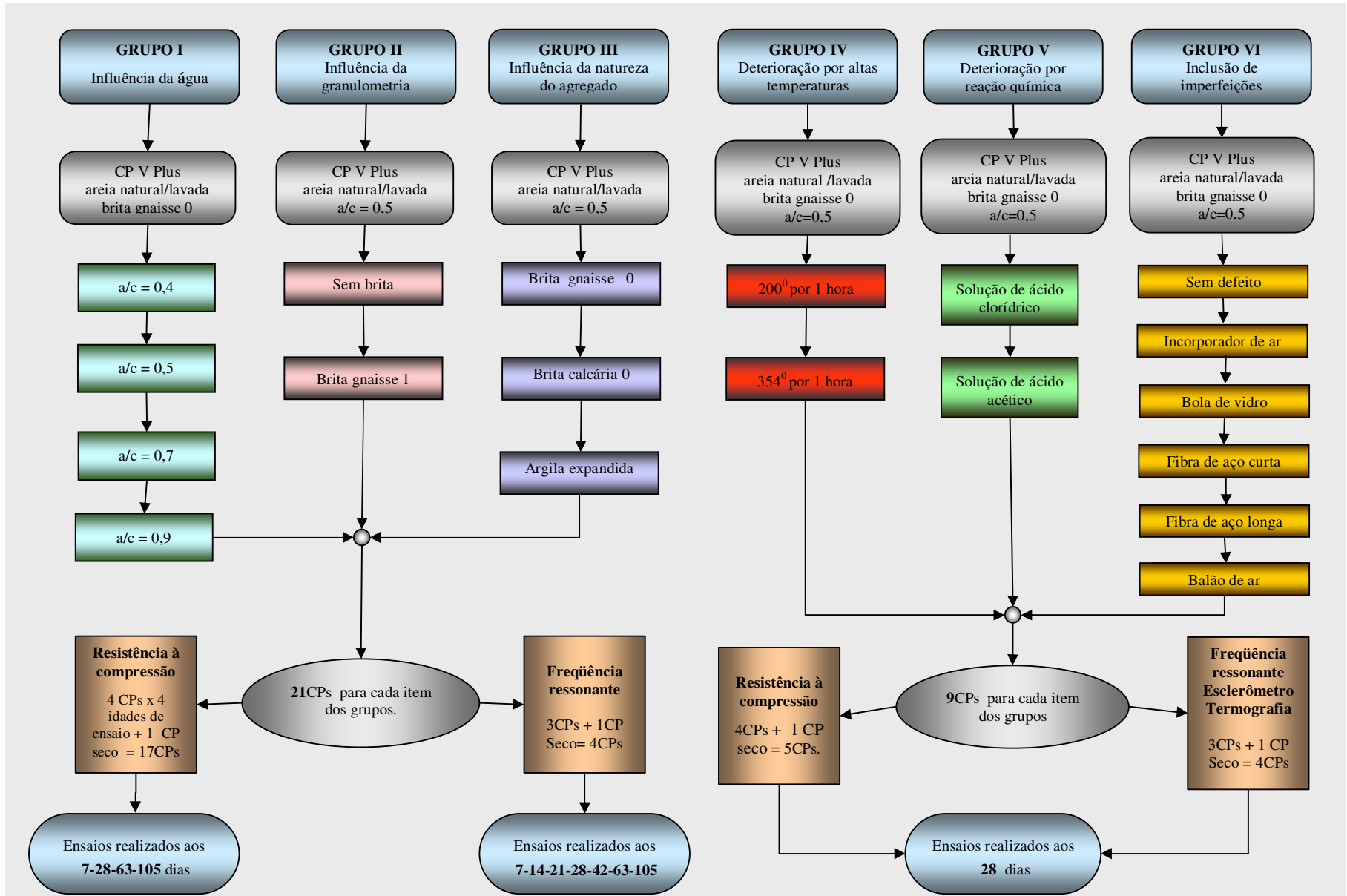


Figura 4-5 - Esquema das etapas do programa de experimento.

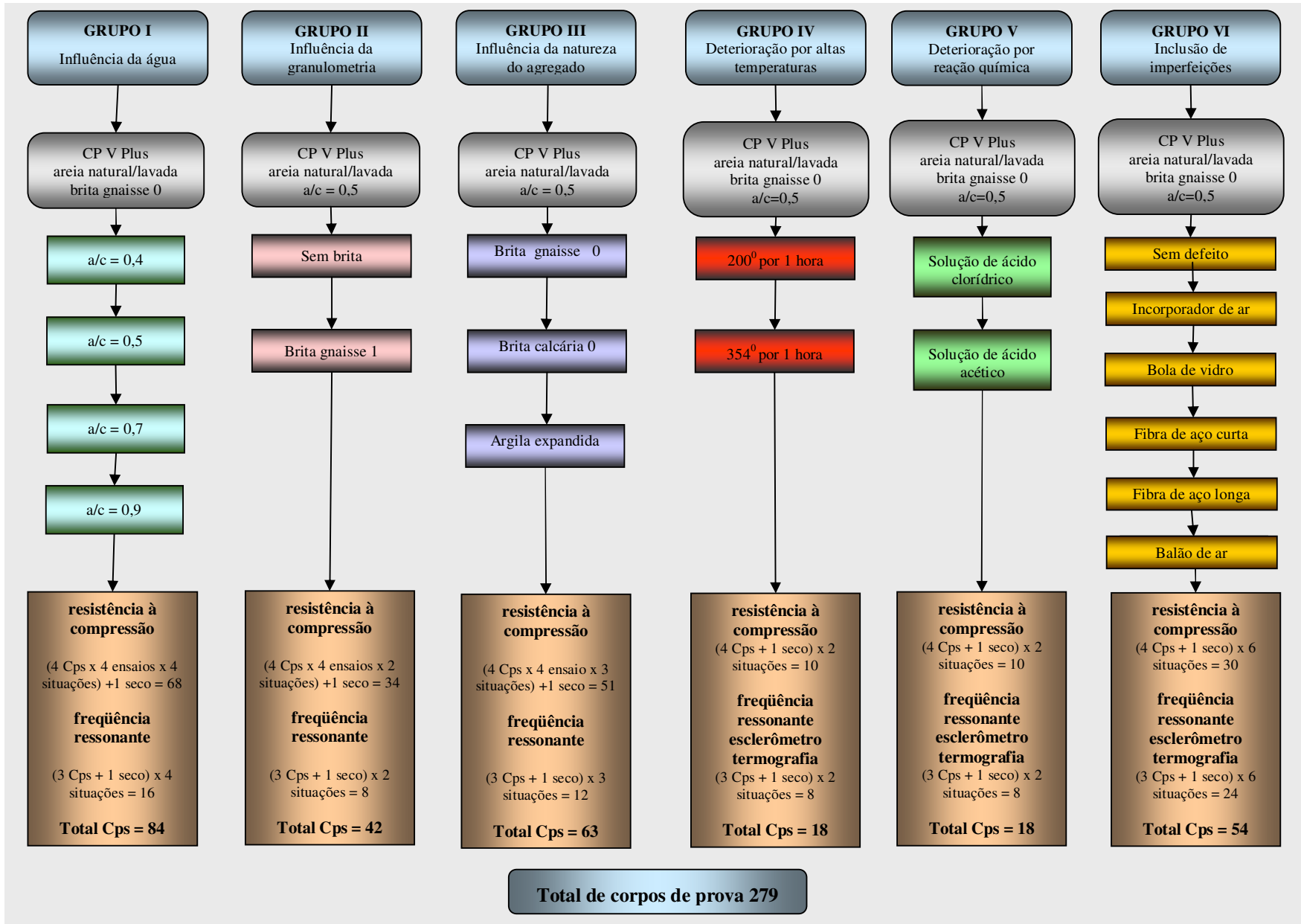


Figura 4-6 - Número de corpos-de-prova avaliados em cada um dos ensaios.

Tabela 4 -1- Quantidades dos materiais utilizados para fabricação dos concretos

LEVANTAMENTO DOS QUANTITATIVOS														
Grupos	Variações	Número de CPs	Cálculo Material CPs	Massa 1 CP (kg)	Massa Total (kg)	Traço	Materiais a serem adquiridos						Água (kg)	Massa Total com água (kg)
							Cimento CPV Plus (kg)	Areia comum lavada (kg)	Brita gnaissé (kg)	Brita gnaissé 1 (kg)	Brita calcárea (kg)	Argila Expandida (kg)		
GRUPO I Influência da água	a/c = 0,4	21	30	3,5	105,0	1:1:2	26,3	26,3	52,5	0,0	0,0	0,0	10,5	115,5
	a/c = 0,5	21	30	3,5	105,0	1:1:2	26,3	26,3	52,5	0,0	0,0	0,0	13,1	118,1
	a/c = 0,7	21	30	3,5	105,0	1:1:2	26,3	26,3	52,5	0,0	0,0	0,0	18,4	123,4
	a/c = 0,9	21	30	3,5	105,0	1:1:2	26,3	26,3	52,5	0,0	0,0	0,0	23,6	128,6
GRUPO II Influência da granulometria	Sem brita	21	30	3,5	105,0	1:3	26,3	78,8	0,0	0,0	0,0	0,0	13,1	118,1
	Brita gnaissé 1	21	30	3,5	105,0	1:1:2	26,3	26,3	0,0	52,5	0,0	0,0	13,1	118,1
GRUPO III Influência da natureza do agregado	Brita Gnaissé 0	21	30	3,5	105,0	1:1:2	26,3	26,3	52,5	0,0	0,0	0,0	13,1	118,1
	Brita Calcárea 0	21	30	3,5	105,0	1:1:2	26,3	26,3	0,0	0,0	52,5	0,0	13,1	118,1
	Argila expandida	21	30	1,1	33,9	1:1:2	8,5	8,5	0,0	0,0	0,0	17,0	4,2	38,1
GRUPO IV Deterioração por altas temperaturas	200° por 2 hora	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
	354° por 55 minutos	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
GRUPO V Deterioração por reação química	Solução Clorídrico	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
	Solução Acético	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
GRUPO VI Inclusão de Imperfeições	Sem defeito	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
	Incorporador de ar	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
	Bola de Vidro	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
	Fibra de aço curta	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
	Fibra de aço longa	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
	Balão de ar	9	11	3,5	38,5	1:1:2	9,6	9,6	19,3	0,0	0,0	0,0	4,8	43,3
Total		279	380	*	1259	*	315	367	455	53	53	17	170	1429

Como o trabalho experimental foi desenvolvido em dois locais distintos e, principalmente, devido ao grande número de amostras, bem como à natureza do material estudado, cujas propriedades variam fortemente com a idade, foi necessária uma programação rigorosa dos experimentos, no que diz respeito à confecção/cura dos corpos-de-prova e medição das propriedades. Essa programação foi feita utilizando a ferramenta *MS – Project*, que é um *software* de gerenciamento de projetos com a colaboração da Faculdade COTEMIG. Ao final do planejamento, o programa gerou uma agenda de atividades diárias relativa a todas as etapas do projeto.

1.1.2 Caracterização do material

Após a compra, foram analisadas as propriedades físico-químicas dos constituintes dos compostos cimentícios. Essas análises foram realizadas no Laboratório de Materiais do CEFET/MG. Os métodos de ensaios utilizados na maioria das vezes são aqueles existentes na normalização técnica brasileira.

4.2.1.1 Caracterização do aço e da liga de alumínio

Foram utilizadas para aferição do ensaio de frequência ressonante barras de aço 1020 e de liga alumínio 6061 adquiridas do comércio local. Foram analisadas barras prismáticas e de seção circular de diferentes comprimentos (l) e arestas/diâmetros (TAB. 4.2). A composição das barras foi verificada por análise química.

Tabela 4-2- Dimensões dos corpos-de-prova de aço e alumínio utilizados para aferição do ensaio de frequência ressonante.

Comprimento (m)	Diâmetro ou Aresta (m)	Índice de forma
0,10	0,020	5,0
	0,050	2,0
0,15	0,020	7,5
	0,050	3,0
0,20	0,020	10,0
	0,050	4,0
0,25	0,020	12,5
	0,050	5,0
0,30	0,020	15,0
	0,050	6,0

4.2.1.2 Determinação da composição granulométrica

A graduação dos agregados foi determinada pela análise granulométrica, de acordo com o método de ensaio NBR NM 248 (ABNT, 2003b). Para execução dos ensaios, usaram-

se dois diferentes sistemas vibratórios de peneiras metálicas (FIG. 4.7) com aberturas de malhas distintas para agregados graúdos e miúdos NBR 7211 (ABNT, 2005b). O critério de preparo e redução das amostras seguiu o procedimento da NBR NM-27 (ABNT, 2001a), tomando-se as precauções necessárias para que as amostras coletadas e reduzidas não perdessem sua representatividade em relação ao material original.



Figura 4-7 - Sistema vibratório de peneiras metálicas para agregados graúdos e miúdos.

Para execução do ensaio de granulometria do agregado miúdo foram preparadas duas amostras de 500 g de areia comum lavada. As amostras foram secas em estufa e colocadas, uma de cada vez, dentro do conjunto de peneiras circulares de malhas 9,5 a 0,15 mm. O conjunto foi acoplado a um fundo adequado e permaneceu em agitação mecânica por sete minutos. Após o peneiramento, o material de todas as peneiras (inclusive do fundo) foi removido e calcularam-se: o percentual retido em massa de cada peneira, as percentagens médias retidas e acumuladas, a dimensão máxima característica dos grãos e o módulo de finura do agregado. Para os agregados graúdos, o critério utilizado para determinação das características físicas foi basicamente o mesmo. Os materiais, antes de serem usados, foram colocados para secar e ventilar no piso do laboratório. Foram utilizadas duas amostras secas de 3 kg de cada agregado. A primeira amostra foi colocada dentro do peneirador retangular e submetida ao peneiramento em peneiras da série normal e intermediária, em conformidade com o estabelecido pela norma NBR 7211 (ABNT, 2005b). O conjunto, inclusive o fundo, permaneceu em agitação mecânica por 10 minutos. Antes da retirada do material do peneirador, foi conferida manualmente a passagem dos grãos pela tela, sem, contudo, fazer pressão sobre ela. O material foi então removido das peneiras (descartando-se o fundo) para um recipiente identificado e depois calculados o percentual retido em massa de cada peneira

e as percentagens médias retidas e acumuladas. A dimensão máxima característica do agregado graúdo foi definido tomando-se como base a abertura da malha, das peneiras, em milímetros, à qual correspondeu uma percentagem retida acumulada menor que 5% em massa. O módulo de finura foi determinado pela soma das percentagens retidas acumuladas em massa do agregado, dividida por 100. Em seguida, procedeu-se ao peneiramento das amostras de cada um dos agregados graúdos.

4.2.1.3 Determinação da massa específica

O ensaio de massa específica para o agregado miúdo utilizou o método do frasco de *Chapman* (FIG. 4.8) e foi feito segundo a NBR 9776 (ABNT, 1987b). Para execução do ensaio, prepararam-se três amostras de 500 g de areia natural lavada. Inicialmente, adicionou-se água aos frascos até a marca de 200 cm³, deixando-os em repouso para estabilizar o nível. Na seqüência, introduziram-se lentamente 500 g de areia seca em cada frasco, agitando-os para eliminar todo o ar arrastado. Em seguida, as três amostras da areia permaneceram em suspensão nos frascos de *Chapman* até sua leitura final, 24 horas depois.

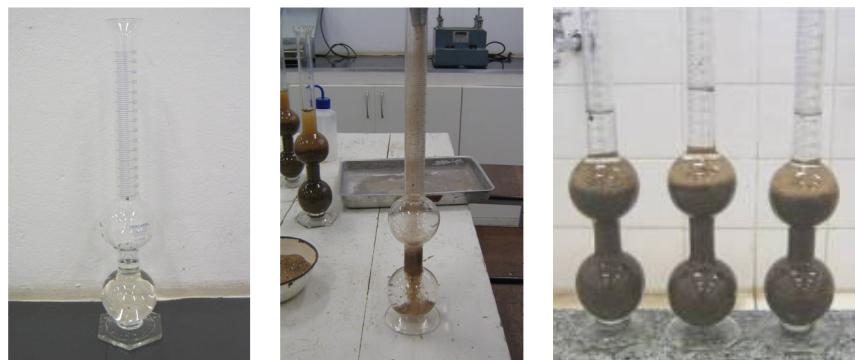


Figura 4-8 Massa específica pelo método do frasco de *Chapman*.

Para os agregados graúdos, o método foi o da balança hidrostática descrito na NBR NM 53 (ABNT, 2003c). Primeiramente, fez-se a aferição de massa numa amostra seca antes da imersão em água por 24 horas. Esta amostra, antes do procedimento de imersão, foi acondicionada em peneira com abertura 4,75 e lavada em água corrente. Transcorrido o período de imersão, o material foi colocado em estufa por 24 horas, à temperatura de 100° (± 5)°C. Depois de seco, o material permaneceu em temperatura ambiente até atingir ± 28°C. Procedeu-se, então, à pesagem hidrostática nos materiais. Depois da

pesagem, a amostra foi retirada da água e colocada sobre uma flanela seca, onde a água não absorvida foi removida. Foi feita outra aferição na condição saturada com superfície seca e, juntamente com os resultados obtidos na pesagem hidrostática e na amostra original, calculou-se a massa específica do material (FIG. 4.9).

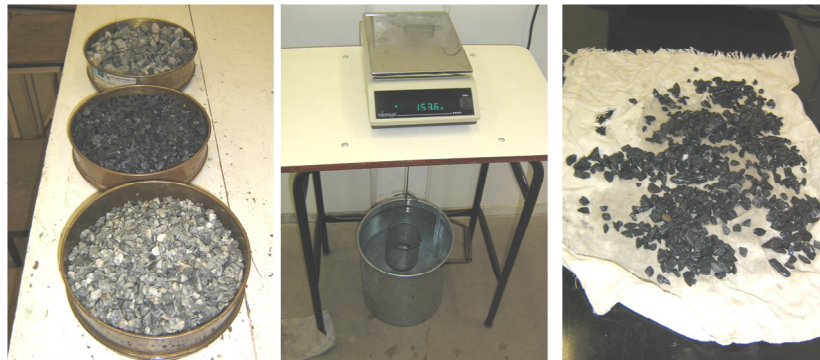


Figura 4-9 Massa específica e absorção de água pela balança hidrostática.

4.2.1.4 Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro

O ensaio para a determinação do índice de forma do agregado graúdo pelo método do paquímetro baseou-se na NBR 7809 (ABNT, 1983b). Sua execução requereu uma amostra inicial de 8 kg de cada agregado seco em estufa à temperatura de $100^{\circ} (\pm 5)^{\circ}\text{C}$. A amostra inicial foi separada granulometricamente, conforme NBR 248 (ABNT, 2003b), passada pelas peneiras da série normal e intermediária. Foram desprezadas as partículas passantes pela peneira com abertura de malha 9,5 mm e aquelas cujas porcentagens, em massa, retidas individuais foram iguais ou inferiores a 5%. Obtidas as amostras, procedeu-se ao quarteamento até obterem-se 200 grãos para a realização do ensaio. Com o auxílio do paquímetro, foi efetuada a medida do comprimento (maior dimensão possível de ser medida em qualquer direção do grão) e da espessura (menor distância possível entre planos paralelos entre si em qualquer direção do grão) de cada um dos grãos obtidos pelo quarteamento (FIG. 4.10). O índice de forma é dado pela média ponderada das relações entre o comprimento e a espessura de todos os grãos medidos.



Figura 4-10 - Índice de forma do agregado.

4.2.1.5 Determinação de impurezas orgânicas na areia

Para a determinação da existência ou não de impurezas orgânicas na areia, seguiu-se a NBR NM 49 (ABNT, 2001b). O método analisa qualitativamente a presença de matéria orgânica contida na areia em quantidade suficiente para prejudicar o desempenho do concreto. Para tanto, 200 g da areia permaneceram por 24 horas em solução de hidróxido de sódio ao abrigo da luz. Findo o período de repouso, a solução que esteve em contato com a areia foi filtrada e a cor da solução obtida no ensaio foi comparada com a da solução padrão preparada para este fim (FIG. 4.11).

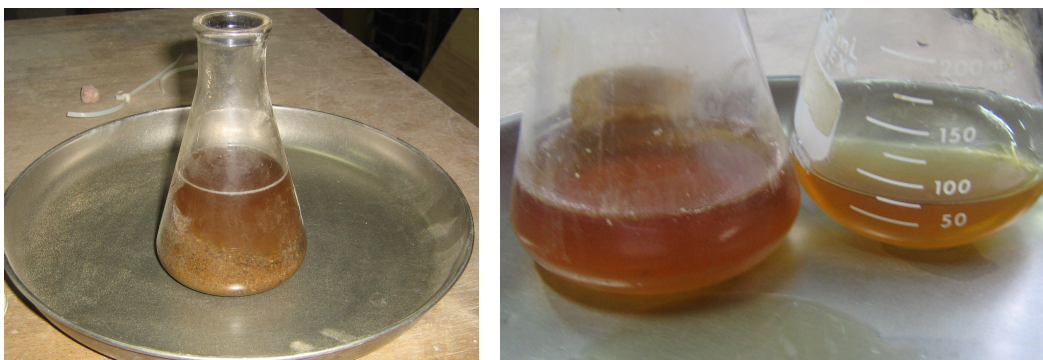


Figura 4-11 - Impurezas orgânicas da areia.

4.2.1.6 Ensaio de material pulverulento

A determinação do material pulverulento foi realizada utilizando a NBR NM 46 (ABNT, 2006). Os agregados foram secos em estufa à temperatura de $100^{\circ} (\pm 5)^{\circ}\text{C}$ pelo período de 24 horas. Após estabilizar sua temperatura, foram coletadas duas amostras de 1.000 g de areia e duas amostras de cada agregado graúdo, também de 1.000 g. A

primeira amostra foi colocada em um recipiente e adicionada água em quantidade suficiente para cobri-la. O conjunto foi agitado para provocar a separação do material pulverulento e, em seguida, a água com o material em suspensão foi vertida sobre o conjunto de peneiras entre 1,2 e 0,075 mm. As peneiras foram lavadas sobre o recipiente para que todo o material retido retornasse para a amostra em análise. Essa operação foi repetida até que a água de lavagem estivesse clara. O mesmo procedimento foi realizado para as outras amostras. Após a lavagem as amostras dos agregados, foram colocadas novamente na estufa por 24 horas à temperatura de $100^{\circ} (\pm 5)^{\circ}\text{C}$. O teor de material pulverulento de cada amostra foi obtido pela diferença entre as massas da amostra antes e depois da lavagem e o resultado obtido pela média aritmética das duas determinações.

4.2.1.7 Ensaio de torrões de argila e materiais friáveis

Para este procedimento experimental, foi obedecida a norma NBR 7218 (ABNT, 1987a). As amostras iniciais de agregado miúdo e agregados graúdos foram colocadas em estufa por 24 horas à temperatura de $100^{\circ} (\pm 5)^{\circ}\text{C}$. Posteriormente, foram retiradas duas amostras de 200 g de cada agregado passante na peneira 4,8 mm e retido na malha 1,2 mm. Esses materiais foram estendidos em bandejas e os torrões de argila ou materiais friáveis foram identificados e desfeitos pressionados entre os dedos. As amostras foram novamente pesadas. O resultado foi calculado segundo a expressão dada pela norma; e o teor de argila em torrões e materiais friáveis da amostra foi dado pela somatória dos teores parciais encontrados.

4.2.1.8 Ensaio de abrasão *Los Angeles*

Para o ensaio de abrasão "*Los Angeles*", a norma utilizada foi a NBR NM 51 (ABNT, 2000). Para cada tipo de agregado graúdo foram preparadas duas amostras com granulometrias diferentes. Antes de serem introduzidas no tambor da máquina, as amostras foram lavadas em água corrente, secas em estufa à temperatura de $100^{\circ} (\pm 5)^{\circ}\text{C}$, aferidas e misturadas entre si. A carga abrasiva constituída por esferas de aço foi definida de acordo com a mesma norma e o tambor contendo os agregados e as esferas girou na velocidade de 30 a 33 rpm, até completar 500 rotações. Após esse período, o

material foi retirado do tambor, peneirado em uma malha de 1,7 mm, lavado em água corrente, seco novamente em estufa e aferido granulometricamente (FIG. 4.12). A porcentagem de perda por abrasão foi calculada pela fórmula determinada na norma.



Figura 4-12 - Abrasão *Los Angeles* dos agregados graúdos.

4.2.1.9 Ensaio de esmagamento

O ensaio de esmagamento seguiu os parâmetros descritos na norma NBR 9938 (ABNT, 1987c). Para execução do ensaio, uma amostra de cada agregado foi separada granulometricamente, conforme NBR 248 (2003b). Depois de passar pela peneira 12,5 mm, a fração retida na peneira 9,5 mm foi utilizada para formar amostras de 10 kg de cada agregado. O material foi colocado em estufa à temperatura de $100^{\circ} (\pm 5)^{\circ}\text{C}$ por 24 horas. Depois de seco e resfriado à temperatura ambiente, cada amostra foi submetida a novo peneiramento nas mesmas peneiras 12,5 e 9,5 mm. Para o ensaio, usou-se uma prensa *Emic*, modelo DL30000N, e aparelhagem de cilindros de aço indicados pela norma. O cilindro removível do equipamento (FIG. 4.13) foi preenchido com três camadas sucessivas de agregado, cada uma com aproximadamente $1/3$ da altura do recipiente, aplicando-se em cada camada 25 golpes com a extremidade arredondada de uma haste rasando a última camada.



Figura 4-13 - Determinação da amostra inicial (Mi).

Com o volume de material contido dentro do cilindro, determinou-se a massa inicial (M_i) mediante pesagem. Em seguida, o material foi colocado no cilindro de ensaio, também em três camadas sucessivas de mesma espessura, aplicando-se em cada uma delas 25 golpes com a haste de socamento. O cilindro recebeu o êmbolo compressor e foi acoplado ao equipamento, nivelando a superfície do material. O conjunto foi colocado na base inferior da prensa de ensaio para receber a carga de compressão, conforme pode ser visto na FIG. 4.14.



Figura 4-14 - Procedimento do ensaio de esmagamento.

A norma NBR 9938 (ABNT, 1987c) sugere carga de 400 kN, à razão de 40 kN/min. Como o limite de carga do equipamento utilizado é de 300 kN, a prensa foi programada para aplicar a carga máxima com pequena margem de segurança, ou seja, 295 kN. Após aplicar a carga total, o material contido no cilindro foi removido e submetido ao último peneiramento através da malha 2,4 mm. O material que ficou retido na peneira foi aferido, obtendo-se, assim, a massa final (M_f) do material (FIG. 4.15).



Figura 4-15 - Peneiramento e aferição da massa final (M_f).

O resultado dos ensaios de resistência ao esmagamento foi calculado conforme a norma e a resistência ao esmagamento foi obtida pela média de duas determinações.

4.2.2 Confecção dos concretos

A segunda etapa do trabalho experimental, também realizada no Laboratório de Materiais do CEFET-MG, foi dedicada à confecção dos compósitos com agregados de diferentes naturezas, variando-se a relação água/aglomerante em um primeiro momento e com relação água-cimento de 0,5 na segunda etapa. Também, foram fabricados corpos-de-prova com e sem imperfeições internas.

4.2.2.1 Confecção dos corpos-de-prova

A mistura dos concretos seguiu o procedimento normalmente utilizado pelo laboratorista do CEFET/MG. Para tanto, utilizou-se uma betoneira *Menegotti* de 400 litros, motor de 2 CV. A seqüência de colocação do material na betoneira foi igual para todas as betonadas e se deu pela colocação de água, agregado graúdo, cimento e agregado miúdo. O tempo para mistura também foi definido e mantido em sete minutos contados a partir da colocação do último material dentro da betoneira até a remoção do concreto da cuba para medidas de consistência pelo abatimento de tronco de cone ou *slump test*, segundo a NBR NM 67 (ABNT, 1998). A FIG. 4.16 mostra a betoneira utilizada e uma das medidas de consistência do concreto.



Figura 4-16 - Betoneira *Menegotti* - Medida de consistência do concreto.

As fibras curtas e o aditivo incorporador de ar foram adicionados diretamente ao concreto fresco na betoneira (FIG. 4.17).



Figura 4-17 – Concreto com adição de fibras curtas e 13% de ar incorporado ao concreto.

As barras de aço foram introduzidas manualmente nos corpos-de-prova logo após a moldagem. A adição de bolas de vidro e de *pingue-pongue* foi feita durante a moldagem, ou seja, esses materiais foram depositados entre as camadas adensadas (FIG. 4.18).



Figura 4-18 - Inclusão de imperfeições e barras de aço.

4.2.2.2 Moldagem e cura dos corpos-de-prova

Para a moldagem dos corpos-de-prova foram empregadas fôrmas metálicas com dimensões de 200 mm de altura por 100 mm de diâmetro. Tanto na moldagem como na cura foram seguidas as recomendações preconizadas pela NBR 5738 (ABNT, 2003a). Após a retirada do concreto da betoneira, ele foi lançado nas formas e adensado manualmente com haste de metal e acomodado com batimentos laterais para evitar excesso de bolhas de ar (FIG. 4.19).

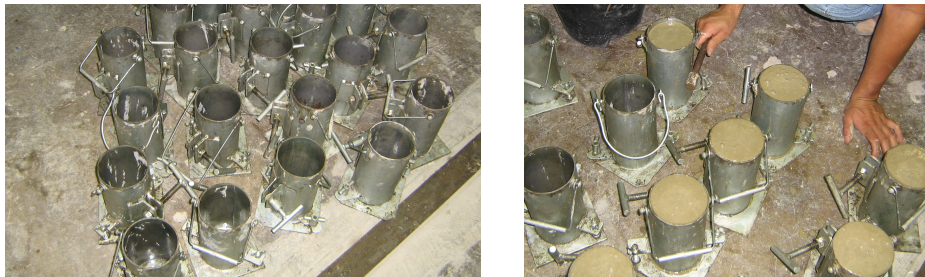


Figura 4-19 – Moldagem dos corpos-de-prova.

A cura foi feita ao ar livre, nas primeiras 24 horas. Após esse período, as formas foram desmontadas e os corpos-de-prova identificados e submetidos à cura por imersão em água até a idade estabelecida para realização dos diversos ensaios (FIG. 4.20).



Figura 4-20 – Cura dos corpos-de-prova.

4.2.3 Deterioração pela ação de altas temperaturas

A simulação da deterioração dos concretos pela ação de altas temperaturas foi realizada em forno tipo *mufla Elektro-Therm* KK 260 - SO1060 do Laboratório de Laminação do Departamento de Engenharia Metalúrgica da UFMG. A deterioração foi simulada em nove corpos-de-prova. Após o período de cura de 28 dias, as amostras foram retiradas da água, permanecendo em temperatura ambiente por cerca de 20 dias antes de serem submetidas a altas temperaturas. Inicialmente, pretendia-se que os corpos-de-prova fossem submetidos a temperaturas de 200°C e 600°C, respectivamente, por duas horas (FIG. 4.21).

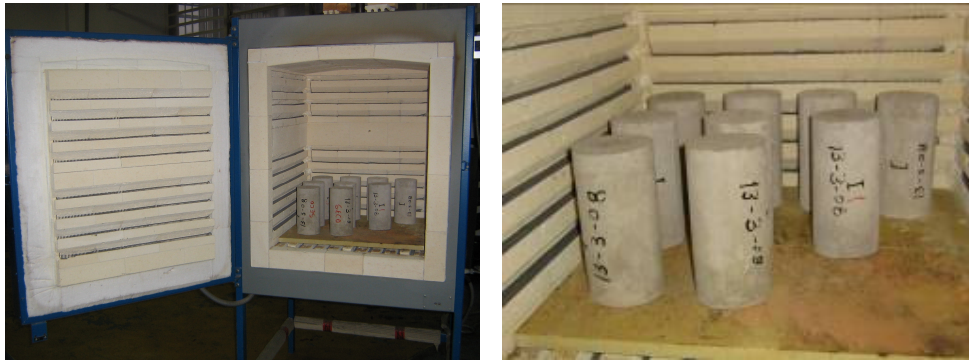


Figura 4-21 - Deterioração por altas temperaturas.

No entanto, transcorrido 55 minutos e quando o forno atingiu a temperatura de 354°C, um dos corpos-de-prova rompeu-se espontaneamente, danificando os refratários do forno (FIG. 4.22). Sendo assim, optou-se por estudar corpos-de-prova submetidos apenas às temperaturas de 200 e 354°C por duas e uma hora respectivamente.



Figura 4-22 – Corpo-de-prova danificado após aquecimento a 354°C.

Depois de desligada a *muf*la, as amostras permaneceram no forno até resfriarem totalmente e então foram encaminhadas para os ensaios de resistência à compressão, ensaio de esclerômetro, módulo de *Young* e de termografia.

4.2.4 Deterioração por ataque químico

A simulação da deterioração por ataque químico foi feita com supervisão da equipe do laboratório de análise química do Departamento de Engenharia Química da UFMG. No

Brasil, ainda não existem ensaios normalizados sobre o ataque por ácidos ao concreto. No entanto, a literatura apresenta alguns trabalhos científicos cujos métodos de degradação de corpos-de-prova de argamassa são testados em laboratório (BERGAMASCHI, 2007; TURKEL; FELEKOGLU; DULLUC, 2007). Como neste estudo o objetivo é avaliar a influência dos defeitos introduzidos pelas reações químicas na frequência natural de vibração do concreto, optou-se por um método particular, usando o ácido clorídrico (HCl) e o ácido acético ($C_2H_4O_2$) como agentes agressores. Para tanto, foram preparadas três soluções diluídas em água destilada. No caso do ácido clorídrico, a solução foi de 1,0 mol por litro. Para o ácido acético, trabalhou-se com as concentrações de 1,0 e 2,0 mol por litro. Todo o processo foi feito à temperatura ambiente. Depois de preparadas as soluções, os corpos-de-prova foram acondicionados dentro de tanques que as continham. No caso do ácido clorídrico, ficaram imersos por sete dias. No caso do ácido acético, a imersão foi feita inicialmente na solução 1 molar por sete dias. Como não se constatou danos visíveis, os corpos-de-prova ficaram imersos por mais sete dias em nova solução contendo 2,0 mol por litro. Completado o ciclo, os corpos-de-prova foram retirados da solução, lavados, secos naturalmente por 24 horas e submetidos aos ensaios propostos (FIG. 4.23).



Figura 4-23 - Deterioração química de ácido clorídrico e acético.

4.2.5 Determinação da resistência à compressão

Após a cura nos tempos previstos (07, 28, 63, e 105), os corpos-de-prova foram retirados da água, escorridos e submetidos ao processo de regularização das bases opostas, com uma pasta quente de enxofre (processo de capeamento). Tal regularização tem como objetivo a realização de um ensaio com aplicação uniforme de carga. Os corpos-de-prova capeados (FIG. 4.24) foram, então, submetidos ao ensaio de

compressão e levados à ruptura, observando-se os procedimentos descritos na norma NBR 7215 (1996a).



Figura 4-24 - Capeamento dos corpos-de-prova por enxofre.

Para os testes de resistência à compressão empregou-se uma máquina universal *Emic*, modelo DL30000N com sistema computadorizado de controle de aplicação de carga (0,8 MPa/s) e de aquisição de dados (*software Tesc* versão 3.04). Para cada idade prevista, foram ensaiados quatro corpos-de-prova curados. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais e Construção do CEFET-MG. A FIG. 4.25 mostra o equipamento utilizado.



Figura 4-25 - Prensa *Emic* – CEFET/MG.

4.2.6 Estimativa da resistência à compressão pelo método do esclerômetro

A dureza superficial dos concretos foi avaliada por esclerometria. Foi utilizado um equipamento marca *Original Schmidt* - tipo NR com energia de percussão de 2,207 Nm, pertencente ao Laboratório de Ensaio Especiais do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção da UFMG. O equipamento permite armazenar a leitura da medição por meio de gráfico de barras impresso no próprio equipamento. Cabe lembrar que o equipamento foi anteriormente calibrado no Laboratório de Concreto da Escola de Engenharia da UFMG. Para execução do ensaio, seguiu-se a NM 78 (ABNT, 1996b).

Após a cura por 28 dias os corpos-de-prova foram retirados da água, escorridos e submetidos ao teste de esclerometria. Para garantir a estabilidade da amostra durante o ensaio, o corpo-de-prova foi apoiado no piso do laboratório e a cabeça de compressão do esclerômetro foi colocada perpendicularmente à superfície a ensaiar, o corpo do esclerômetro foi empurrado contra a amostra, de forma contínua, até a massa se soltar e ouvir-se o impacto do aparelho. Em cada extremidade da amostra foram feitas três medições equidistantes, totalizando seis medições por unidade. A FIG. 4.26 mostra o aparelho e a aferição automática em uma das faces da amostra.



Figura 4-26 – Esclerômetro *Schmidt* - Ensaio de esclerometria.

4.2.7 Ensaio de frequência ressonante

Para determinação da frequência natural de vibração, do coeficiente de amortecimento e do módulo de elasticidade, foi utilizado um 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 UFMG. Como o ensaio é normalmente utilizado para materiais homogêneos e isotrópicos, foram inicialmente realizados testes para aferição do equipamento utilizando barras de aço e de liga de alumínio de diferentes tamanhos, diâmetros e formas. Foram testados alinhamento de sensores e acoplamento. O objetivo dessa etapa foi a análise da influência das variáveis de ensaio na resposta do equipamento.

Os ensaios para a determinação do módulo de elasticidade dinâmico para o concreto foram baseados nas recomendações da norma *Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Frequencies of Concrete Specimens da American Society For Testing And Materials (ASTM-C215, 2002)* para determinação do módulo longitudinal. Os ensaios foram feitos a partir da determinação da frequência natural de vibração do material utilizando ondas geradas eletromecanicamente, método de ressonância forçada (FIG. 4.27). As medições foram realizadas em corpos-de-prova curados em intervalos de tempo mais curtos (7-14-21-28-42-63-105 dias), pois o ensaio é não-destrutivo.

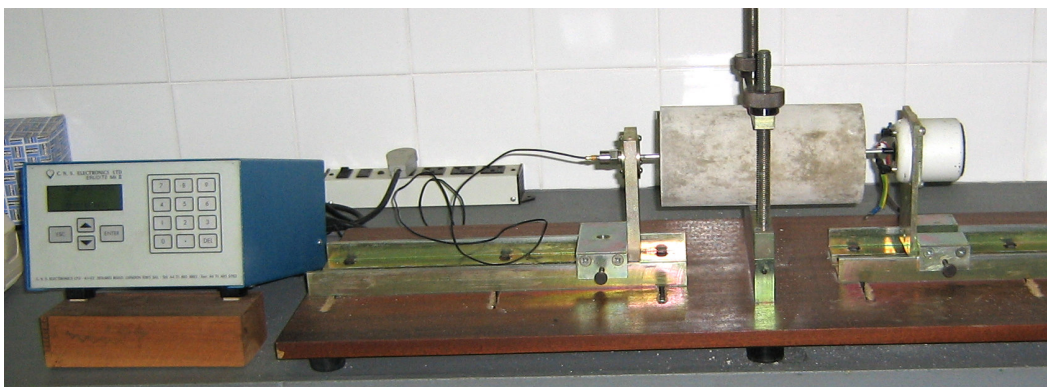


Figura 4-27 - Equipamento para determinar a frequência ressonante - *Erudite MKII* (Laboratório de Materiais - UFMG).

Em função da geometria e dimensões do corpo-de-prova estima-se frequência ressonante da ordem de 10.000 Hz para o módulo longitudinal de corpos-de-prova de

concreto de 200 mm de comprimento e densidade normal (FIG. 4.28). Após inúmeros testes utilizando freqüências de 0 a 50.000 Hz, optou-se pela utilização de vibrações com freqüência na faixa de 5.000–15.000 Hz e voltagem de 0,1v. A faixa e as voltagens adotadas basearam-se em valores que levassem a obtenção da menor amplitude da freqüência para uma freqüência mínima, ou seja, que a maior freqüência lida fosse a de ressonância e não um harmônico.

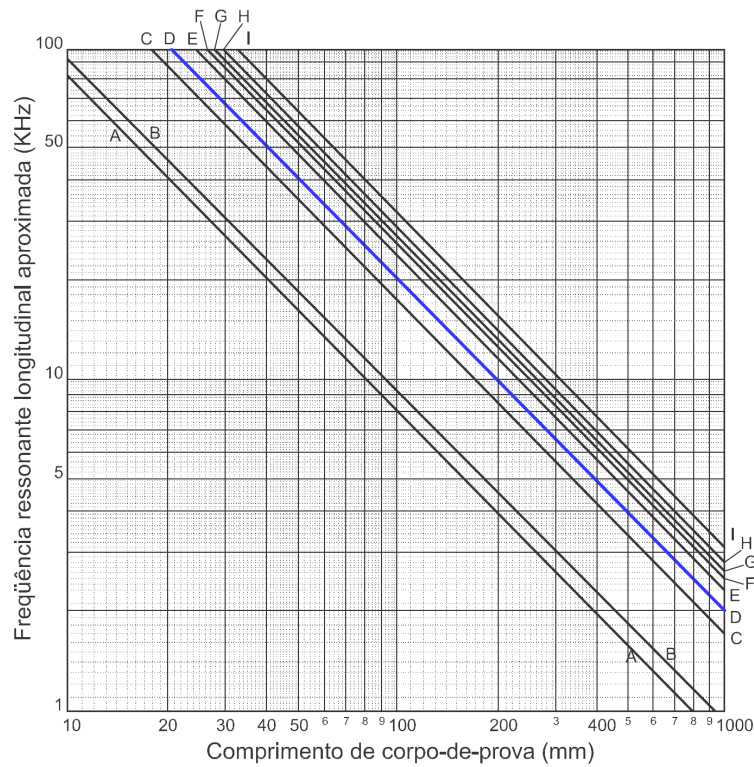


Figura 4-28 - Frequência ressonante longitudinal estimada.

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.

Foram feitas 10 medidas para cada corpo-de-prova. Para a determinação do módulo foi necessária a determinação da massa de cada amostra. Para tanto, utilizou-se o método uma balança de precisão de 0,01g.

4.2.8 Ensaio de termografia

O equipamento utilizado para o ensaio de termografia foi uma câmera de infravermelho *Thermacam P640, high definition* (FIG. 4.29), com detector de 640 x 480, medição individual de temperatura, 307.000 *pixels* de resolução, visor LCD de 5.6 polegadas, câmera de 1.3 *megapixels*, *zoom* digital de 8:1, imagens no formato JPEG. O equipamento foi disponibilizado especialmente para os ensaios desta pesquisa pela indústria *Flir Systems (Boston-USA)*, juntamente com um técnico nível I. A calibração do equipamento e as imagens termográficas foram feitas pelo técnico e seguiu os procedimentos indicados pelo fabricante. O equipamento foi calibrado para captar a energia térmica correspondente a uma emissividade de 0,95 (valor próximo de 0,93, que é sugerido por Incropera e DeWitt, 2003, para o concreto), com umidade relativa do ar de 50%, na temperatura de 20°C e à distância de 0,5m. Algumas vezes isto não correspondeu à realidade, o que não invalida os resultados obtidos, uma vez que esta situação é facilmente contornável pelo correto uso do programas de tratamento de imagem. O fabricante sugere que esses parâmetros devam ser utilizados caso não se tenham dados precisos.



Figura 4-29 - Termocâmara *Flir* - P640.

Depois de determinados os ensaios utilizando as frequências naturais de vibração, os concretos foram submetidos novamente a essa frequência ao mesmo tempo em que se obtinha a imagem termográfica dos concretos (FIG. 4.30).



Figura 4-30 – Imagem termográfica da frequência ressonante longitudinal.

Em função dos resultados obtidos, concluiu-se que o tamanho da amostra não permitiria o aquecimento dos corpos-de-prova, ou seja, não seria possível simular uma vibrotermografia (SHEPARD; AHMED; LHOTA, 2004). Optou-se, então, por verificar apenas a eficácia da termografia quando se aquecia ou resfriava o material. Para tanto, utilizaram-se amostras com agregados de granulometrias variadas, amostras com diferentes imperfeições e deterioradas por altas temperaturas e por ácido. Também foram ensaiadas amostras com trincas provocadas por diferentes cargas de compressão.

A imagem termográfica mostra a distribuição de temperatura superficial do material. Como o concreto é um material de baixa condutividade térmica, as amostras foram submetidas a temperaturas diferentes da ambiente de forma a facilitar a aquisição da imagem. Alguns corpos-de-prova foram colocados dentro de um tanque com água à temperatura aproximada de 90°C por aproximadamente duas horas. Outros foram aquecidos em forno de resistência *Elektro-Therm* KK 260 - SO1060 do Laboratório de Laminação do Departamento de Engenharia Metalúrgica da UFMG à temperatura de 50°C por duas horas (FIG. 4.31). Alguns dos corpos-de-prova permaneceram sob refrigeração em um frigobar por quase duas horas e outros permaneceram 24 horas ao relento, expostos ao frio da madrugada e ao calor do sol (FIG. 4.32).



Figura 4-31 – Corpos-de-prova submetidos ao aquecimento em água quente e calor de forno de *mufla*.



Figura 4-32 – Corpos-de-prova submetidos à refrigeração e aquecedor elétrico.

Após o aquecimento e/ou resfriamento, a emissão de calor dos diferentes corpos-de-prova foi captada pelo equipamento de termografia, com o objetivo de identificar imagens que levassem a detectar os tipos de materiais utilizados ou as possíveis imperfeições existentes nos concretos. As imagens e todas as leituras das medições registradas foram posteriormente analisadas e editadas no *software ThermaCAM™ QuickReport*. © *Flir Systems*, 2007, disponibilizado pelo fabricante.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados obtidos com os métodos descritos no Capítulo 4 e suas respectivas análises são apresentados em seis blocos: caracterização dos constituintes, trabalhabilidade, resistência à compressão, resistência superficial, frequência ressonante e termografia. Também são apresentados os resultados obtidos com a ferramenta de gerenciamento *MS – Project*.

5.1 Planejamento e controle dos experimentos

No QUADRO 5.1 são apresentadas de forma parcial as atividades do trabalho experimental obtido com a utilização do *software* de gerenciamento de projetos *MS – Project*. A partir desse programa foi possível fazer o planejamento de todas as atividades experimentais e gerar uma agenda de atividades diárias relativa a todas as etapas do projeto. O QUADRO 5.2 exemplifica um dos meses de experimentos. O planejamento completo dos experimentos é apresentado no APÊNDICE B.

A ferramenta *MS – Project* não é utilizada comumente para gerenciar experimentos. No entanto, sua utilização viabilizou sobremaneira a execução do programa de experimentos propostos, que contava com o controle e estudo de 279 corpos-de-prova fabricados e curados por diferentes períodos, sendo a maioria deles submetidos a mais de um tipo de ensaio executados em locais diferentes. A grande vantagem do programa é a possibilidade de levantar e identificar necessidades relativas ao projeto na fase de planejamento, ou seja, antes de iniciadas as atividades. Isso permitiu identificar e sanar todas as dificuldades inerentes ao processo, dando agilidade e autonomia à equipe que realizou os experimentos.

Em função do sucesso obtido, no tocante ao controle das variáveis experimentais, o planejamento utilizando *MS – Project* passou a ser adotado como ponto de partida de todos os estudos do Laboratório de Ensaio Especiais do Departamento de Engenharia de Materiais e Construção.

Quadro 5-1 – Cronograma parcial obtido com o *software* de gerenciamento de projetos *MS – Project*

Id	Nome da tarefa	Duração	Início	Término	Predecessoras	Fev/08				Mar/08				Abr/08				Maio/08				
						28	4	11	18	25	3	10	17	24	31	7	14	21	28	5	1	
1	MATERIAIS E METODOS	122 dias?	Seg 11/2/08	Qua 11/6/08																		
2	Grupo I - Influência da água	108 dias	Seg 11/2/08	Qua 28/5/08																		
3	a/c = 0,5	106 dias	Seg 11/2/08	Seg 26/5/08																		
4	1ª Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,5)	1 dia	Seg 11/2/08	Seg 11/2/08																		
5	1 - Ensaiai com 7 dias - Grupo I (a/c 0,5) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 18/2/08	Seg 18/2/08	4TI+6 diasd																
6	1 - Ensaiai com 28 dias - Grupo I (a/c 0,5) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 10/3/08	Seg 10/3/08	4TI+27 diasd																
7	1 - Ensaiai com 63 dias- Grupo I (a/c 0,5) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 14/4/08	Seg 14/4/08	4TI+62 diasd																
8	1 - Ensaiai com 105 dias - Grupo I (a/c 0,5) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Seg 26/5/08	Seg 26/5/08	4TI+104 diasd																	
9	a/c = 0,7	106 dias	Ter 12/2/08	Ter 27/5/08																		
10	2ª Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,7) Desenformar 1ª Moldagem 19 CPs - Grupo I (a/c 0,5) Levar 3Cps para UFMG Colocar	1 dia	Ter 12/2/08	Ter 12/2/08																		
11	2 - Ensaiai com 7 dias - Grupo I (a/c 0,7) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 19/2/08	Ter 19/2/08	10TI+6 diasd																	
12	2 - Ensaiai com 28 dias - Grupo I (a/c 0,7) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 11/3/08	Ter 11/3/08	10TI+27 diasd																	
13	2 - Ensaiai com 63 dias - Grupo I (a/c 0,7) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Ter 15/4/08	Ter 15/4/08	10TI+62 diasd																
14	2 - Ensaiai com 105 dias - Grupo I (a/c 0,7) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 27/5/08	Ter 27/5/08	10TI+104 diasd																	
15	a/c = 0,9	106 dias	Qua 13/2/08	Qua 28/5/08																		
16	3ª Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,9) Desenformar 2ª Moldagem 19 CPs - Grupo I (a/c 0,7) Levar 3Cps para UFMG	1 dia	Qua 13/2/08	Qua 13/2/08																		
17	3 - Ensaiai com 7 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 20/2/08	Qua 20/2/08	16TI+6 diasd																	
18	3 - Ensaiai com 28 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 12/3/08	Qua 12/3/08	16TI+27 diasd																	
19	3 - Ensaiai com 63 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 16/4/08	Qua 16/4/08	16TI+62 diasd																	

Quadro 5-2 – Agenda diária de atividades de um dos meses de experimentos obtida com o *software* de gerenciamento de projetos *MS – Project*

Segunda-feira	Terça-feira	Quarta-feira	Quinta-feira	Sexta-feira
11 1° Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,5)	12 2° Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,7) Desenformar 1° Moldagem 19 CPs - Grupo I (a/c 0,5) Levar 3Cps para UFMG Colocar	13 3° Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,9) Desenformar 2° Moldagem 19 CPs - Grupo I (a/c 0,7) Levar 3Cps para UFMG	14 4° Moldagem - 19 CPs - Grupo II (sem brita) Desenformar 3° Moldagem 19 CPs - Grupo II (a/c 0,9) Levar 3Cps para UFMG	15 5° Moldagem - 19 CPs - Grupo II (brita gnaisse 1) Desenformar 4° Moldagem 19 CPs - Grupo II (s/ brita) Levar 3Cps para UFMG
18 1 - Ensaiar com 7 dias - Grupo I (a/c 0,5) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	19 2 - Ensaiar com 7 dias - Grupo I (a/c 0,7) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	20 3 - Ensaiar com 7 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	21 4- Ensaiar com 7 dias - Grupo I (sem brita) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	22 5 - Ensaiar com 7 dias - Grupo II (brita gnaisse 1) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria
25 6° Moldagem - 19 CPs - Grupo III (brita gnaisse 0)	26 7° Moldagem - 19 CPs - Grupo III (brita calcárea 0) Desenformar 6° Moldagem 19 CPs - Grupo III (brita gnaisse 0) Levar 3Cps para UFMG	27 8° Moldagem - 19 CPs - Grupo III (argila expandida) Desenformar 7° Moldagem 19 CPs - Grupo III (brita calcárea) Levar 3Cps para UFMG	28 9° Moldagem - 7 CPs - Grupo IV (400°) Desenformar 8° Moldagem 19 CPs - Grupo III (argila expandida) Levar 3Cps para UFMG 9° Moldagem - 7 CPs - Grupo IV (800°)	29 10° Moldagem - 7 CPs - Grupo V (sulfeto) Desenformar 9° Moldagem 14 CPs - Grupo IV (400° e 800°) Levar 6 Cps para UFMG 10° Moldagem - 7 CPs - Grupo V (NaCl)
3 6 - Ensaiar com 7 dias - Grupo III (brita gnaisse 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	4 7 - Ensaiar com 7 dias - Grupo III (brita calcárea 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	5 8 - Ensaiar com 7 dias - Grupo III (argila expandida) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	6	7

5.2 Caracterização das matérias-primas

São apresentadas as características do cimento, água e agregados utilizados. Esses dados permitiram o estabelecimento da composição de um concreto adotado como referência.

5.2.1 Cimento

As propriedades físicas e químicas do cimento CPV ARI-RS utilizado são apresentadas na TAB. 5.1. Tais dados foram fornecidos pelo fabricante (Holcim Brasil). Não foram realizados ensaios do cimento, pois todo o aglomerante utilizado foi proveniente de um mesmo lote, o que atendia aos objetivos do estudo, que apenas exigia um aglomerante de mesmas características em todas as amostras.

Tabela 5-1- Propriedades físicas e químicas do cimento

Propriedades	Valor/Média	Limite de Norma
Peneira 0,40 mm (%)	3,26	≤ 6
Blaine cm ² /g	4485	≥ 3000
a/c	29,7	-
Início de pega (min.)	161	≥ 60
Fim de pega (min.)	211	≤ 600
Resistência à compressão 1 dia (MPa)	20,0	≥ 11
Resistência à compressão 3 dias (MPa)	35,1	≥ 24
Resistência à compressão 7 dias (MPa)	43,3	≥ 34
Resistência à compressão 28 dias (MPa)	53,3	-
CO ₂ (%)	2,77	≤ 3
PF 500°C (%)	0,63	-
PF 1000°C	3,82	≤ 4,5
Resíduos Insolúveis (%)	0,81	≤ 1,5
SO ₃ (%)	2,45	≤ 4,5

5.2.2 Água

A composição física e química da água no período dos experimentos (fev./2008 a abril/2008) é apresentada na TAB. 5.2 Esses resultados foram obtidos no *site* da COPASA (www.copasa.com.br) em fevereiro de 2008.

Tabela 5-2 - Propriedades físicas e químicas da água

Parâmetro	Unidade	Número de Amostras		Valor Médio
		Mínimo	Analisados	
Cloro	mg/L Cl	1857	2005	0,91
Coliformes totais (possibilidade de não existir)	NMP/100ml	1857	2003	95,76%
Cor (parâmetro de comparação em relação ao limite máximo de 15)	UH	429	503	0,30
Escherichia Coli	NMP/100ml	0	86	-
Fluoreto	mg/L F	216	284	0,73
Turbidez	UT	429	503	0,45
pH	-	429	503	8,26

5.2.3 Agregado miúdo

A análise granulométrica da areia natural lavada utilizada na confecção dos concretos é apresentada na TAB. 5.3. O GRÁF. 5.1 mostra a curva granulométrica desse material, juntamente com as curvas que descrevem as faixas ótima e utilizável prescritas pela normalização vigente. Com esses dados determina-se que a dimensão máxima característica (abertura de malha da peneira na qual ficou retida acumulada uma porcentagem do material em massa igual ou imediatamente inferior a 5%) do agregado miúdo é 4,75 mm. O módulo de finura, dado pela somatória das porcentagens retidas acumuladas em massa de todas as peneiras da série normal dividida por 100, é de 2,76.

Tabela 5-3- Distribuição granulométrica da areia

Granulometria por peneiramento - Amostra: Areia natural lavada									
Peneiras (mm)	Massa Retida (g)			% Retida		Limites Inferiores		Limites Superiores	
	M1	M2	Média	Simplex	Acum.	Utilizável	Ótima	Ótima	Utilizável
9,5						0	0	0	0
6,3						0	0	0	7
4,75	1,6	1,3	1,5	0,29%	0,29%	0	0	5	10
2,36	13,8	15,6	14,7	2,95%	3,24%	0	10	20	25
1,18	82,9	79,8	81,3	16,27%	19,51%	5	20	30	50
0,6	203,1	207,6	205,4	41,07%	60,58%	15	35	55	70
0,3	163,6	162,4	163,0	32,60%	93,18%	50	65	85	95
0,15	28,7	27,0	27,9	5,57%	98,75%	85	90	95	100
Fundo	6,3	6,2	6,3	1,25%	100,00%	*	*	*	*
Amostra Total	500,0	500,0	500,0	100,00%	*	*	*	*	*

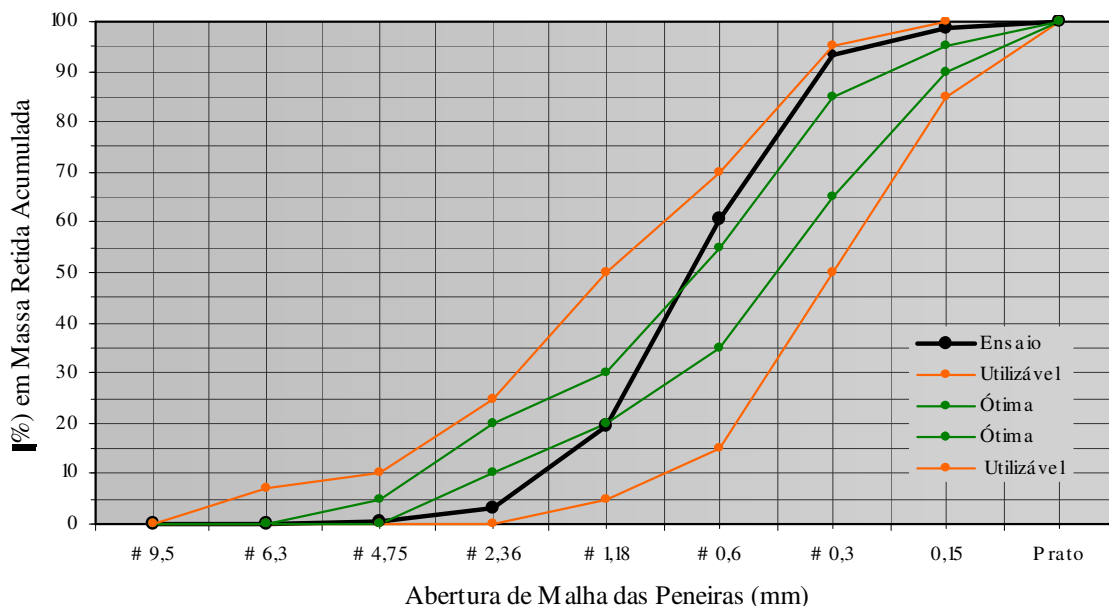


Gráfico 5-1 - Curva granulométrica da areia.

Verifica-se que a areia, no tocante à distribuição granulométrica, pode ser utilizada como agregado miúdo para concreto, pois apresenta valores dentro dos limites da faixa utilizável especificados pela NBR 7211 (ABNT, 2005a). Por outro lado, o módulo de finura ficou compreendido entre 2,20 e 2,90, que são valores limites atribuídos pela referida norma para a faixa ótima.

Os resultados dos ensaios para determinação da presença/teor de substâncias nocivas, absorção de água e de massa específica pelo método de *Chapman* são mostrados na TAB. 5.4.

Tabela 5-4- Características físicas da areia natural lavada

Descrição	Valores
Massa específica média	2,59 kg/dm ³
Impurezas orgânicas	Solução mais clara
Material pulverulento	1,25 %
Torrões de argila e materiais friáveis	1,0%

A massa específica é típica das areias naturais (METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). No tocante às substâncias nocivas, os dados da TAB. 5.4 indicam que a areia pode ser utilizada como agregado miúdo para fabricação de concretos, conforme a NBR 7211 (ABNT, 2005a), uma vez que não foi detectada a presença de materiais carbonosos na análise petrográfica, como informado pelos fornecedores.

5.2.4 Agregados graúdos

As distribuições e a curvas granulométricas dos dois agregados graúdos de gnaisse utilizados são apresentadas, respectivamente, nas TAB. 5.5 e 5.6 e nos GRÁF. 5.2 e 5.3. Tais agregados foram adquiridos como sendo brita 0 e brita 1. A brita classificada como zero possui grãos que variam de 4,75 a 12,5mm e a brita 1 tem grãos que variam de 4,75 a 25 mm. A composição granulométrica de ambas se manteve dentro dos limites recomendados pela norma NBR 7211 (ABNT, 2005a), o que significa que podem ser utilizadas como agregados graúdos para concreto e que podem ser classificadas de acordo com a graduação com que foram adquiridas, brita 0 e 1, se considerada a norma NBR 7211 (ABNT, 1983a).

Tabela 5-5- Composição granulométrica da brita gnaisse 0

Granulometria por peneiramento - Amostra: Brita Gnaisse 0										
Peneiras (mm)	Massa Retida (g)			% Retida		Zona Granulométrica d/D = menor e maior dimensão do agregado				
	M1	M2	Média	Simples	Acumulada	4,7/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75	0,0	0,0	0,0	0	0					0 - 5
63	0,0	0,0	0,0	0	0					5 - 30
50	0,0	0,0	0,0	0	0				0 - 5	75 - 100
37,5	0,0	0,0	0,0	0	0				5 - 30	90 - 100
31,5	0,0	0,0	0,0	0	0			0 - 5	75 - 100	95 - 100
25	0,0	0,0	0,0	0	0		0 - 5	5 - 25 (30)	87 - 100	
19	0,0	0,0	0,0	0	0		2 - 15 (20)	(60) 65 - 95	95 - 100	
12,5	7,0	9,0	8,0	0,27%	0,27%	0 - 5	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100		
9,5	302,0	277,0	289,5	9,65%	9,92%	2 - 15 (20)	(75) 80 - 100	95 - 100		
6,3	1730,0	1568,0	1649,0	54,97%	64,88%	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100			
4,75	854,0	925,0	889,5	29,65%	94,53%	(75) 80 - 100	95 - 100			
2,36	0,0	0,0	0,0	0,00	94,53%	95 - 100				
Fundo	107,0	221,0	164,0	5,47%	100,00%					
Amostra Total	3000,0	3000,0	3000	100,00%	*					
Dimensão máxima característica (mm)					12,5					
Módulo de finura					6,04					

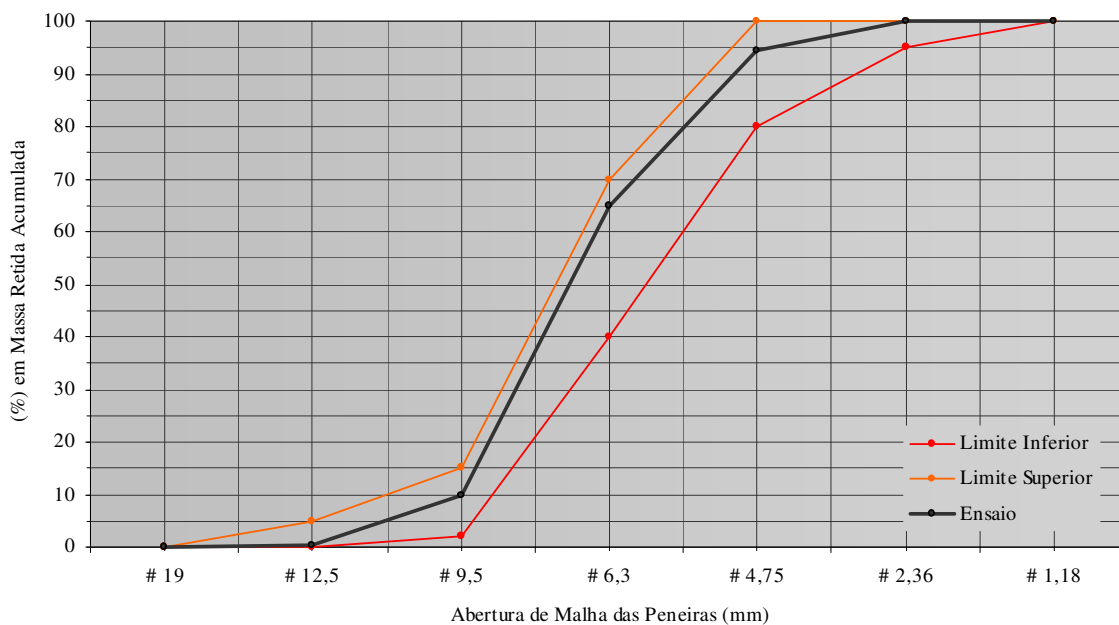


Gráfico 5-2 - Curvas representativas da composição granulométrica da brita gnaisse 0 e dos limites da zona granulométrica d/D = 4,75/12,5.

Tabela 5-6- Composição granulométrica da brita gnaiss 1

Granulometria por peneiramento - Amostra: Brita Gnaiss 1										
Peneiras (mm)	Massa Retida (g)			% Retida		Zona Granulométrica d/D = menor e maior dimensão do agregado				
	M1	M2	Média	Simples	Acumulada	4,7/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75	0,0	0,0	0,0	0	0					0 - 5
63	0,0	0,0	0,0	0	0					5 - 30
50	0,0	0,0	0,0	0	0				0 - 5	75 - 100
37,5	0,0	0,0	0,0	0	0				5 - 30	90 - 100
31,5	0,0	0,0	0,0	0	0			0 - 5	75 - 100	95 - 100
25	2,0	3,0	2,5	0,08%	0,08%		0 - 5	5 - 25 (30)	87 - 100	
19	171,0	148,0	159,5	5,32%	5,40%		2 - 15 (20)	(60) 65 - 95	95 - 100	
12,5	1762,0	1664,0	1713,0	57,10%	62,50%	0 - 5	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100		
9,5	849,0	883,0	866,0	28,87%	91,37%	2 - 15 (20)	(75) 80 - 100	95 - 100		
6,3	209,0	290,0	249,5	8,32%	99,68%	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100			
4,75	6,0	10,0	8,0	0,27%	99,95%	(75) 80 - 100	95 - 100			
2,36	0,0	0,0	0,0	0,00%	99,95%	95 - 100				
Fundo	1,0	2,0	1,5	0,05%	100,00%					
Amostra Total	3000	3000	3000	100,00%	*					
Dimensão máxima característica (mm)					25					
Módulo de finura					6,91					

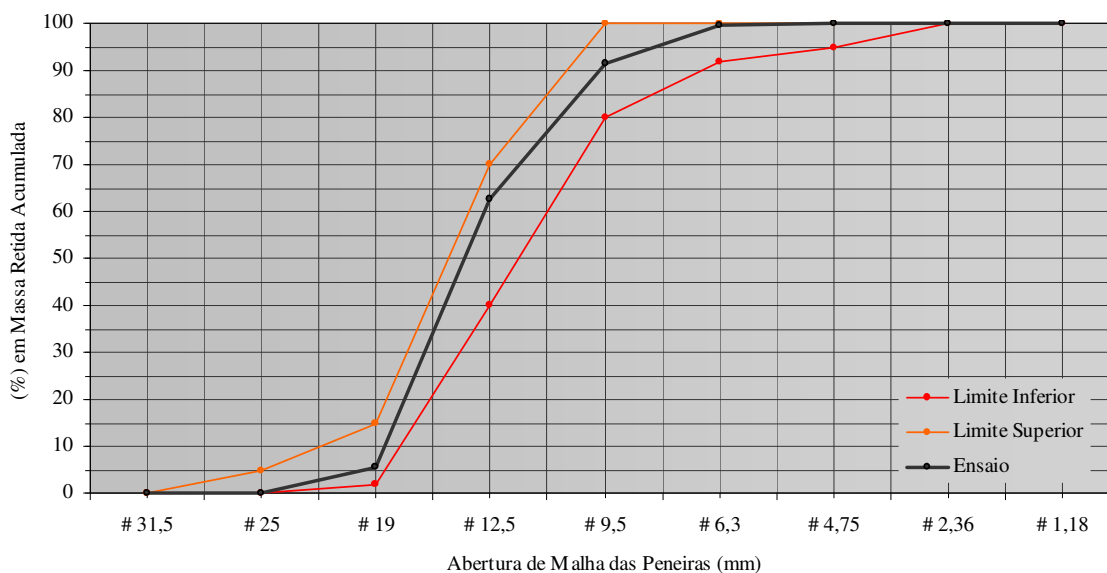


Gráfico 5-3 - Curvas representativas da composição granulométrica da brita gnaiss 1 e dos limites da zona granulométrica d/D = 9,5/25.

Os resultados da análise granulométrica da brita calcária são apresentados na TAB. 5.7 e GRÁF. 5.4. Tais dados mostram que a distribuição granulométrica desse agregado fica ligeiramente acima dos limites superiores recomendados pela norma NBR 7211 (ABNT, 2005a), sem conter grande quantidade de finos. No entanto, a classificação

como brita 0 é a que mais se adequa à sua distribuição granulométrica, se considerada a norma NBR 7211(ABNT, 1983a).

Tabela 5-7- Composição granulométrica da brita calcária

Granulometria por peneiramento - Amostra: Brita Calcária 0										
Peneiras (mm)	Massa Retida (g)			% Retida		Zona Granulométrica d/D = menor e maior dimensão do agregado				
	M1	M2	Média	Simples	Acumulada	4,7/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75	0,0	0,0	0,0	0	0					0 - 5
63	0,0	0,0	0,0	0	0					5 - 30
50	0,0	0,0	0,0	0	0				0 - 5	75 - 100
37,5	0,0	0,0	0,0	0	0				5 - 30	90 - 100
31,5	0,0	0,0	0,0	0	0			0 - 5	75 - 100	95 - 100
25	0,0	0,0	0,0	0	0		0 - 5	5 - 25 (30)	87 - 100	
19	0,0	0,0	0,0	0	0		2 - 15 (20)	(60) 65 - 95	95 - 100	
12,5	36,0	26,0	31,0	1,03%	1,03%	0 - 5	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100		
9,5	818,0	860,0	839,0	27,97%	29,00%	2 - 15 (20)	(75) 80 - 100	95 - 100		
6,3	1477,0	1411,0	1444,0	48,13%	77,13%	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100			
4,75	638,0	665,0	651,5	21,72%	98,85%	(75) 80 - 100	95 - 100			
2,36	0,0	0,0	0,0	0,0	98,85%	95 - 100				
Fundo	31,0	38,0	34,5	1,15%	100,00%					
Amostra Total	3000,0	3000,0	3000,0	100,00%	*					
Dimensão máxima característica (mm)					12,5					
Módulo de finura					6,28					

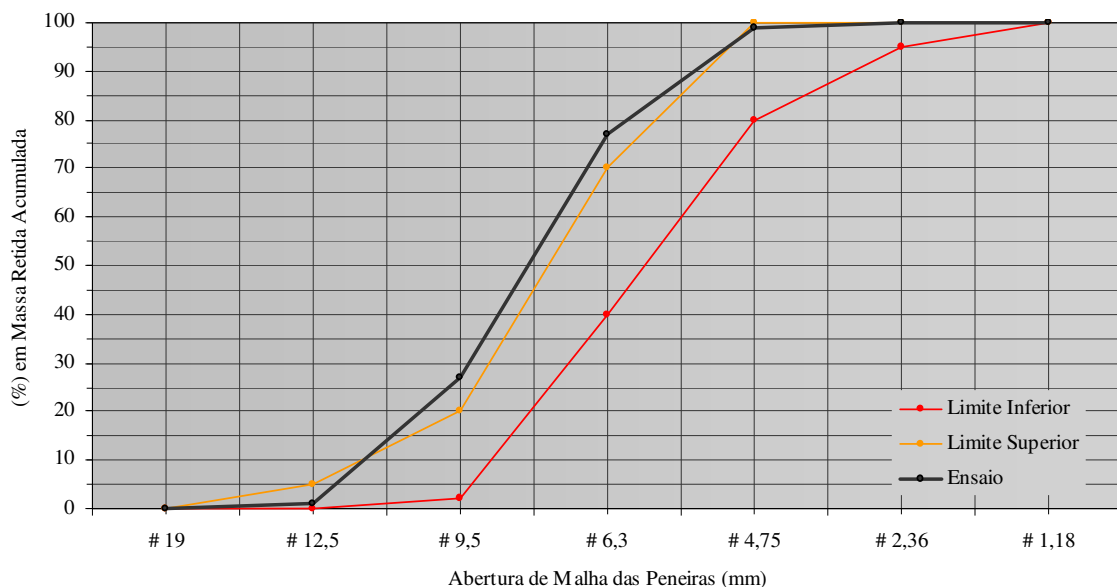


Gráfico 5-4 - Curvas representativas da composição granulométrica da brita calcária 0 e dos limites da zona granulométrica d/D = 4,75/12,5.

A análise/curva granulométrica da argila expandida é exibida na TAB. 5.8 e no GRÁF. 5.5. A análise desses dados mostra que não é possível classificar granulometricamente esse agregado graúdo de acordo com as especificações da Norma NBR 7211 (ABNT, 2005a), pois as porcentagens retidas acumuladas por peneira não são compatíveis com

os limites granulométricos prescritos nessa norma. O GRÁF. 5.5 salienta que a granulometria da argila expandida utilizada situa-se entre as graduações da brita 1 e 2. Entretanto, os resultados do ensaio ressaltam que a dimensão máxima característica das partículas foi de 25 mm, que é a dimensão característica da brita 1.

Tabela 5-8- Composição granulométrica da argila expandida

Granulometria por peneiramento - Amostra: Argila Expandida										
Peneiras (mm)	Massa Retida (g)			% Retida		Zona Granulométrica d/D = menor e maior dimensão do agregado				
	M1	M2	Média	Simple	Acumulada	4,7/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75	0,0	0,0	0,0	0	0					0 - 5
63	0,0	0,0	0,0	0	0					5 - 30
50	0,0	0,0	0,0	0	0				0 - 5	75 - 100
37,5	0,0	0,0	0,0	0	0				5 - 30	90 - 100
31,5	0,0	0,0	0,0	0	0			0 - 5	75 - 100	95 - 100
25	10,0	22,0	16,0	0,53%	0,53%		0 - 5	5 - 25 (30)	87 - 100	
19	126,0	182,0	154,0	5,13%	5,67%		2 - 15 (20)	(60) 65 - 95	95 - 100	
12,5	2606,0	2661,0	2633,5	87,78%	93,45%	0 - 5	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100		
9,5	244,0	124,0	184,0	6,13%	99,58%	2 - 15 (20)	(75) 80 - 100	95 - 100		
6,3	9,0	4,0	6,5	0,22%	99,80%	(35) 40 - 65 (70)	92 - 100			
4,75	0,0	0,0	0,0	0,00%	99,80%	(75) 80 - 100	95 - 100			
2,36	0,0	0,0	0,0	0,00%	99,80%	95 - 100				
Fundo	5,0	7,0	6,0		100,00%					
Amostra Total	3000	3000	3000	100,00%	*					
Dimensão máxima característica (mm)						25				
Módulo de finura						7,05				

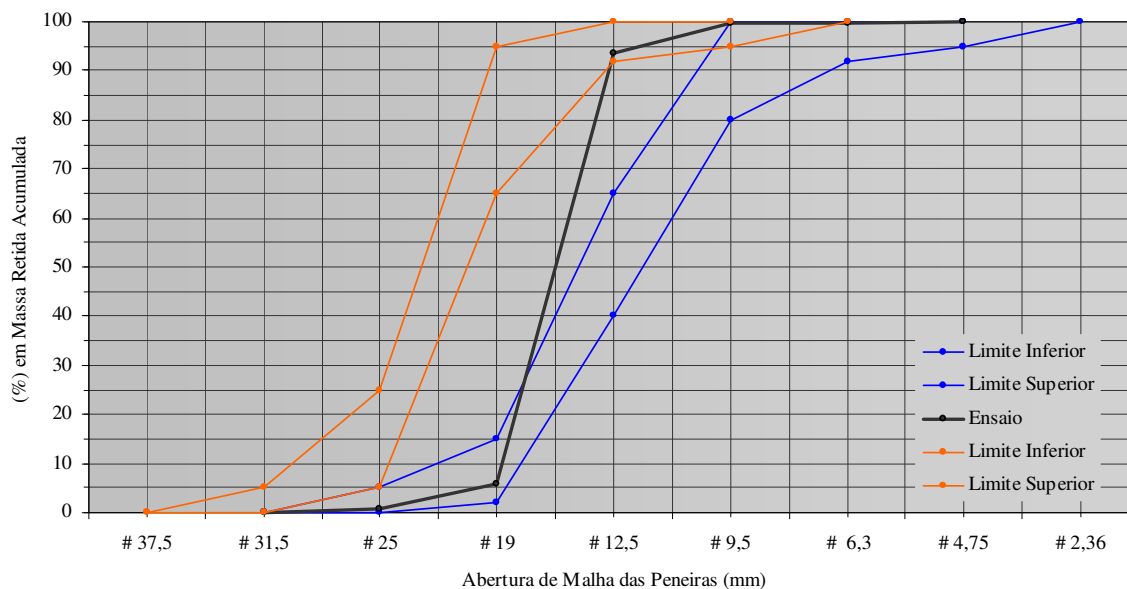


Gráfico 5-5 - Curvas representativas da composição granulométrica da argila expandida e dos limites das zonas granulométricas d/D = 9,5/25 e d/D = 19/31,5.

Os resultados dos ensaios de massa específica, absorção de água e material pulverulento dos agregados graúdos estão contidos de forma sucinta na TAB. 5.9. Os valores de massa específica das britas de gnaiss e calcária são típicos, assim como a baixa absorção de água (METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). Contudo verifica-se

que a argila expandida apresenta resultados particulares se comparados aos agregados convencionais. A taxa de absorção de água da argila é alta, 9,03%, o que provavelmente está relacionado à estrutura porosa dos seus grãos, uma vez que sua massa específica é de 0,77 g/cm³. Este dado justifica a prática usual de se considerarem o volume e a massa desse agregado na determinação da composição do concreto. Quanto aos torrões de argila e materiais friáveis, todos os agregados se prestam para a confecção de concretos comuns.

No que diz respeito ao material pulverulento, verifica-se que a brita calcária e a de gnaïsse graduação 0 ficaram acima dos limites usuais. Tal fato não impede que sejam utilizados pra confecção do concreto, uma vez que a norma NBR 7211 (ABNT, 2005a) permite o limite de material fino de até 6,5%, desde que o agregado não contenha materiais prejudiciais às propriedades do concreto. A informação dos fornecedores, baseada em análise petrográfica, foi de que os agregados não continham tais materiais nem teor de material carbonoso. Dessa forma, no tocante às substâncias nocivas, as britas e argilas analisadas podem ser utilizadas como agregado graúdo para fabricação de concretos - NBR 7211 (ABNT, 2005a).

Tabela 5-9- Características físicas dos agregados graúdos

Descrição	Valores			
	Gnaïsse 0	Gnaïsse 1	Calcária 0	Argila Expandida
Massa específica (g/cm ³)	2,63	2,67	2,71	0,77
Absorção de água (%)	0,4	0,1	0,1	9,03
Material pulverulento fundo (%)	5,47	0,05	1,15	0,20
Torrões de argila e materiais friáveis	2,2%	0,9%	1,2%	-

O resultado do ensaio de abrasão *Los Angeles* dos agregados graúdos pode ser visualizado na FIG. 5.1. Observa-se que os agregados de gnaïsse atendem às recomendações da normalização vigente NBR 7211 (ABNT, 2005a), que sugere a utilização de agregados graúdos naturais para concretos, com taxa de abrasão não superior a 50%. No entanto, a brita calcária, devido à sua natureza menos dura, apresentou taxa ligeiramente superior ao recomendado pela norma. Observa-se que a argila expandida, apesar de ser três vezes mais leve, alcançou a taxa de 33,00% colocando-se nos padrões das britas gnaïsse.

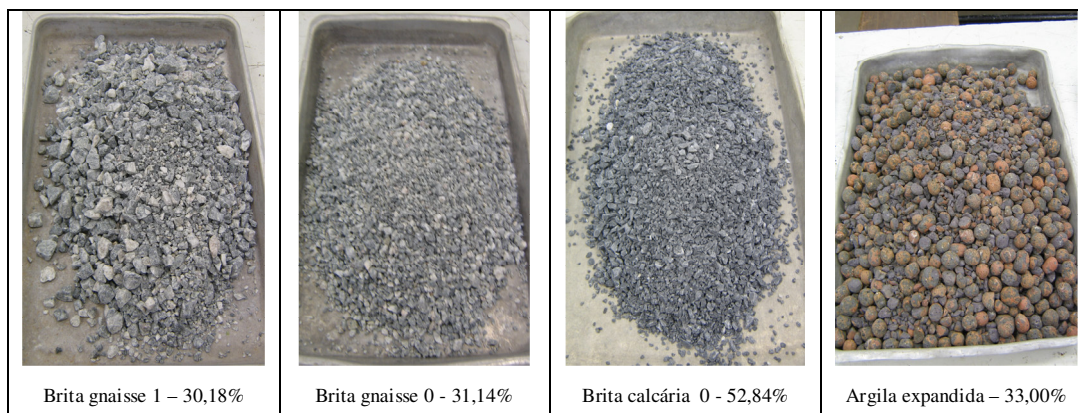


Figura 5-1– Resultado do ensaio de abrasão *Los Angeles*.

Os resultados dos ensaios de resistência ao esmagamento são apresentados na TAB. 5.10. O resultado do ensaio de esmagamento da brita gnaisse manifestou a mais alta diferença percentual entre as amostras, contudo, obteve o mais baixo índice de esmagamento (14,27%), significando que, em média, 85,73% do agregado não sofreram esmagamento. A brita calcária mostrou esmagamento maior, em torno de 29,38%. Na argila expandida, o esmagamento foi o maior (52,95%), no entanto, a variação entre as duas amostras foi a menor. Todos os resultados do ensaio atenderam ao que é recomendado pela norma, ou seja, a diferença entre a primeira e a segunda determinação não foi superior a 3%.

Tabela 5-10– Controle do experimento de resistência ao esmagamento

Material	Massa (M ₁) kg		Massa (M ₂) kg		Diferença %		Diferença % (M ₁ - M ₂)	Resistência ao esmagamento %
	(M ₁₁)	(M ₁₂)	(M ₂₁)	(M ₂₂)	(M ₁)	(M ₂)		
Brita Gnaisse	2,75	2,33	2,79	2,42	15,29	13,25	2,04	85,73
Brita Calcária	2,81	1,99	2,86	2,01	29,04	29,71	0,66	70,62
Argila Expandida	0,87	0,41	0,87	0,41	53,06	52,83	0,23	47,05

A TAB. 5.11 expõe os resultados do ensaio de índice de forma dos grãos de agregado graúdo. No caso da argila expandida, em que todos os grãos são esféricos devido ao processo de fabricação, considerou-se como lamelar os agregados fraturados. Para melhor entendimento dos resultados, optou-se em apresentar os dados do ensaio em percentuais.

Tabela 5-11– Índice de forma dos grãos dos agregados graúdos

Índice de Forma dos Grãos					
Amostra Inicial 8 kg					
Classificação		Brita Gnaisse 0	Brita Gnaisse 1	Brita Calcária 0	Argila Expandida
Retida # 9,5	massa (g)	633,0	1523,0	2130,0	421,0
	%	7,91%	19,04%	26,63%	5,26%
Normal	massa (g)	519,0	1174,0	1584,0	310,0
	%	81,99%	77,08%	74,37%	73,63%
Lamelar - Fraturada	massa (g)	114,0	349,0	546,0	111,0
	%	18,01%	22,92%	25,63%	26,37%
Total	massa (g)	633,0	1523,0	2130,0	421,0
	%	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%

A maior concentração de grãos lamelares ficou na brita calcária (25,63%), enquanto que a argila expandida teve índice similar de grãos fraturados (não-esféricos). A brita gnaisse 0 apresentou maior número de grãos normais (81,99%). Na literatura, não foram encontrados trabalhos que indicassem o índice ideal de grãos normais em uma amostra, todavia, sabe-se, que é desejável um índice de lamelaridade mais baixo. A normalização vigente sugere índice de forma (comprimento/espessura) não superior a 3, o que foi obtido com todos os agregados.

5.3 Trabalhabilidade do concreto

A trabalhabilidade dos concretos produzidos, no tocante à fluidez, foi avaliada pelo abatimento de tronco de cone ou *slump test*. A coesão, que descreve a resistência à exsudação e à segregação, foi avaliada visualmente (METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). Os resultados obtidos estão na TAB. 5.12.

Tabela 5-12- Trabalhabilidade dos concretos - *slump test*

Medida do <i>Slump</i>		
Grupos	Variações	Slump (cm)
GRUPO I Influência da água Traço 1:1:2 Brita gnaisse 0	a/c = 0,4	2
	a/c = 0,5	16
	a/c = 0,7	26
	a/c = 0,9	26
GRUPO II Influência da granulometria Traço 1:1:3 e 1:1:2 a/c 0,5	Sem brita	0
	Brita gnaisse 1	21
GRUPO III Influência da natureza do agregado - Traço 1:1:2 a/c 0,5	Brita Gnaisse 0	16
	Brita Calcárea 0	21
	Argila expandida	22
GRUPO IV Deterioração pelo fogo Traço 1:1:2 a/c 0,5	200° por 2 hora	18
	354° por 55 minutos	18
GRUPO V Deterioração química Traço 1:1:2 a/c 0,5	Solução ácido Acético	17
	Solução ácido clorídrico	17
GRUPO VI Inclusão de Imperfeições Traço 1:1:2 a/c 0,5	Sem defeito	15
	Incorporador de ar	23
	Bola de Vidro	16
	Fibra de aço curta	13
	Fibra de aço longa	16
	Balão de ar	16

Os dados do *slump test* refletem as proporções e a natureza dos constituintes utilizados na confecção dos concretos. Quanto menor o teor de água e quanto maior o teor de agregado miúdo, menor é o *slump* (METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). O fato de serem iguais os *slumps* dos concretos com relação água-cimento 0,7 e 0,9 pode estar relacionado à imprecisão da medida devido às irregularidades da superfície do concreto muito fluído. Para concretos fluidos, não se recomenda o uso desse teste e sim a medida do espalhamento, que não foi feito em função dos objetivos da pesquisa, nos quais o *slump* era apenas uma variável de caracterização e não de aferição da dosagem. Os concretos confeccionados com brita calcária 0 e relação água-cimento de 0,5 apresentaram *slump* maior que o mesmo concreto confeccionado com brita gnaisse 0. Isto está diretamente relacionado ao teor de materiais pulverulentos da brita gnaisse 0 (TAB. 5.9), que, em função de sua maior superfície específica, absorvem mais água. Isto também se reflete na análise da influência da granulometria da brita gnaisse: como era de se esperar, a brita de menor dimensão e com muito pó, para as mesmas condições, conduz a um *slump* menor que a brita maior. O fato da calcária 0 e gnaisse 1 apresentarem o mesmo *slump* poderia estar relacionado à distribuição granulométrica da

brita calcária, que se apresenta ligeiramente acima do limite superior da brita 0, enquanto a distribuição da brita de gnaíse 1 se situa na média dos limites (GRÁF. 5.3 e 5.4).

Na análise dos grupos IV, V e VI deve ser lembrado que foi adotado nesses experimentos um concreto padrão (TAB. 4.1) que corresponderia a um *slump* em torno de 20 (relação a/c de 0,5 e traço 1:1:2 com brita gnaíse 0). Como era de se esperar, a adição de fibras curtas dificulta a trabalhabilidade, mas não tanto como era esperado - *slump* 0 (METHA; MONTEIRO, 2008). Isso se deve provavelmente ao baixo teor de fibras incorporadas. A presença de fibras longas, bolas de vidro e balão de ar não afetam o *slump*, pois elas foram incorporadas ao concreto durante a moldagem em locais específicos do corpo-de-prova. A adição do incorporador de ar ao concreto, porém, contribuiu para uma mistura mais fluida, conseqüentemente, um *slump* alto.

5.4 Massa específica do concreto

Na TAB. 5.13 são apresentados os intervalos de variações das massas específicas dos concretos estudados. Esses dados correspondem aos valores máximos e mínimos de todos os corpos-de-prova analisados. Tais valores foram calculados dividindo-se a massa pelo volume estimado do corpo-de-prova. Os dados obtidos, da mesma forma como os resultados do *slump* teste, refletem a natureza e proporção dos constituintes do concreto, ou seja, quanto mais leve e maior a proporção desse constituinte, menor será a massa específica do composto. Concretos com maior teor de água, sem adição de agregados graúdos ou com adição de agregados leves apresentam menor massa específica. Isto está relacionado às baixas massas específicas da água e dos demais constituintes (TAB. 5.4 e 5.9). O efeito da argila expandida mostra-se mais pronunciado do que o efeito da água, em função do teor de agregado presente na mistura. Não se observam os efeitos da granulometria da brita de gnaíse, assim como da substituição da brita de gnaíse por calcária, uma vez que esses materiais apresentam granulometrias semelhantes e estão presentes na mesma proporção na mistura. A deterioração por ácido se traduz na massa específica. O efeito das altas temperaturas na massa específica se faz sentir de forma um pouco mais pronunciada. Quanto às imperfeições introduzidas, apenas o ar incorporado produziu abaixamento acentuado da massa específica (TAB. 5.13). Provavelmente, o efeito das demais imperfeições não se fez perceber, pois os

mesmos possuíam massas específicas próximas das dos agregados ou estavam presentes em quantidade muito pequena.

Tabela 5-13– Massa específica dos concretos.

Grupos	Variações	Massa específica (x 10³ kg/m³)
GRUPO I Influência da água Traço 1:1:2 Brita gnaisse 0	a/c = 0,4	2,35-2,39
	a/c = 0,5	2,31-2,35
	a/c = 0,7	2,18-2,23
	a/c = 0,9	2,20-2,24
GRUPO II Influência da granulometria Traço 1:1:3 e 1:1:2 a/c 0,5	Sem brita	2,19-2,21
	Brita gnaisse 1	2,32-2,36
GRUPO III Influência da natureza do agregado - Traço 1:1:2 a/c 0,5 e traço adaptado p/ argila	Brita Gnaisse 0	2,31-2,35
	Brita Calcária 0	2,34-2,37
	Argila expandida	1,58-1,61
GRUPO IV Deterioração por altas temperaturas Traço 1:1:2 a/c 0,5	200° por 2 hora	2,16-2,18
	354° por 55 minutos	2,15-2,18
GRUPO V Deterioração química Traço 1:1:2 a/c 0,5	Solução ácido clorídrico	2,25-2,28
	Solução ácido acético	2,21-2,22
GRUPO VI Inclusão de Imperfeições Traço 1:1:2 a/c 0,5	Sem defeito	2,31-2,35
	Incorporador de ar	1,92-2,04
	Bola de Vidro	2,29-2,34
	Fibra de aço curta	2,34-2,36
	Fibra de aço longa	2,35-2,40
	Balão de ar	2,24-2,25

cada figura pode-se visualizar o valor médio da resistência à compressão (dado pelo gráfico de barras) e a amplitude de pelo menos três valores medidos (linhas verticais).

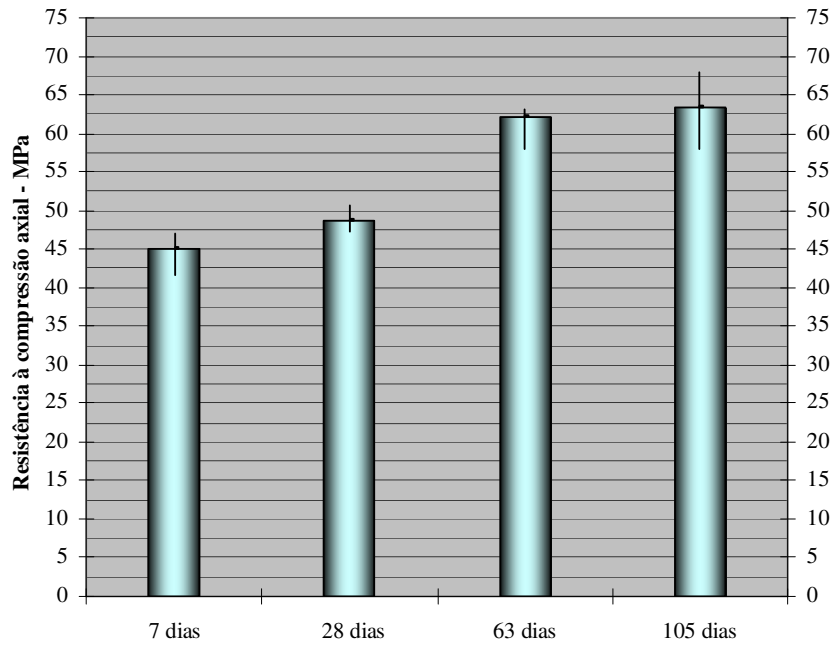


Gráfico 5-6 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaiss 0, relação água-cimento 0,4.

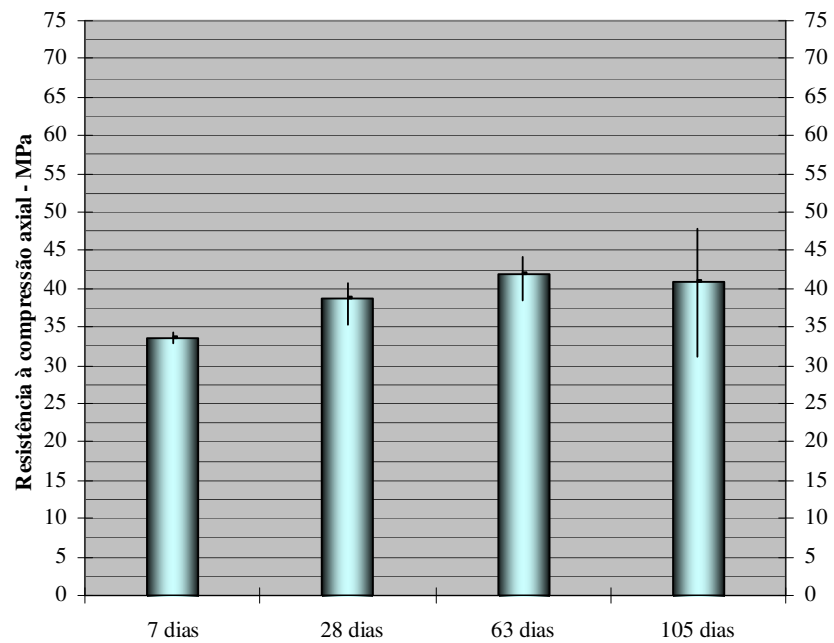


Gráfico 5-7 – Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaiss 0, relação água-cimento 0,5.

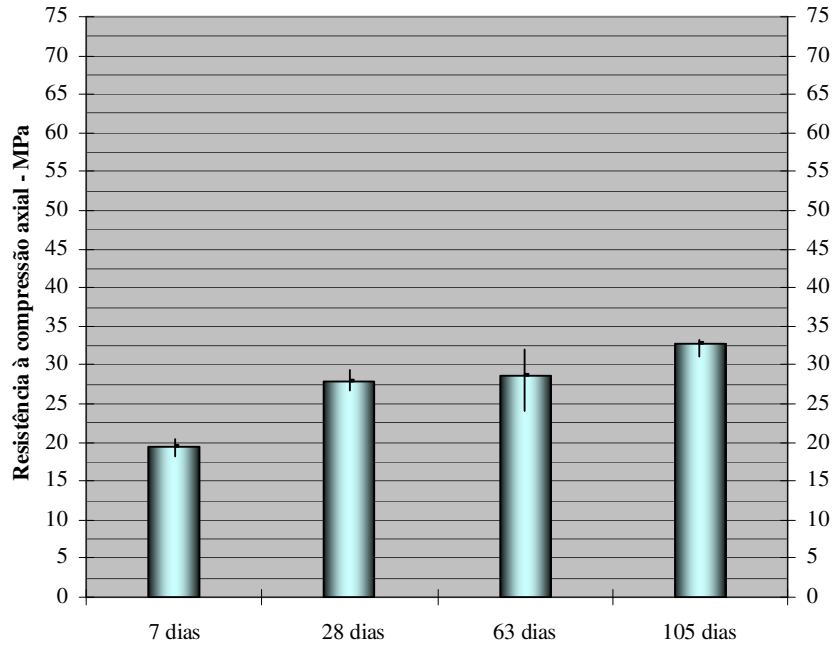


Gráfico 5-8 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,7.

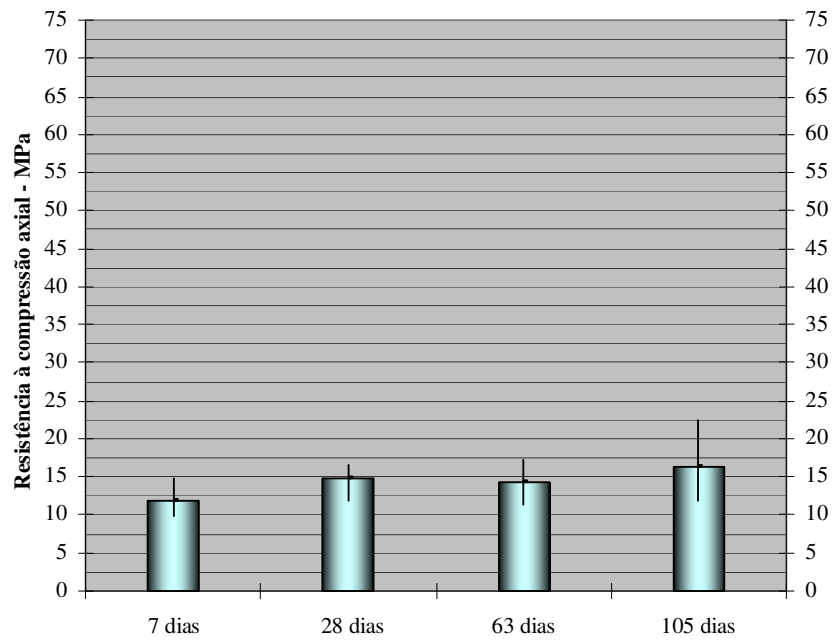


Gráfico 5-9 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,9.

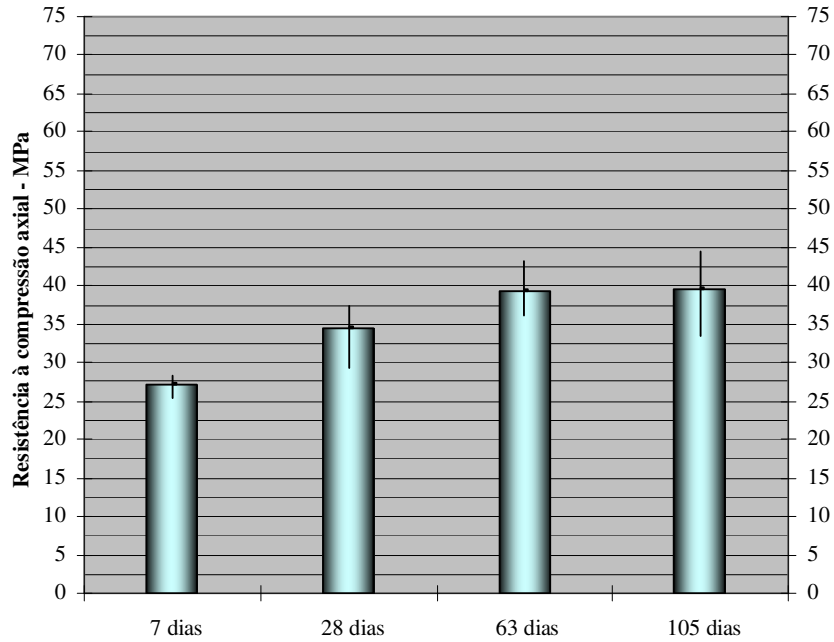


Gráfico 5-10 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados sem brita e relação água-cimento 0,5.

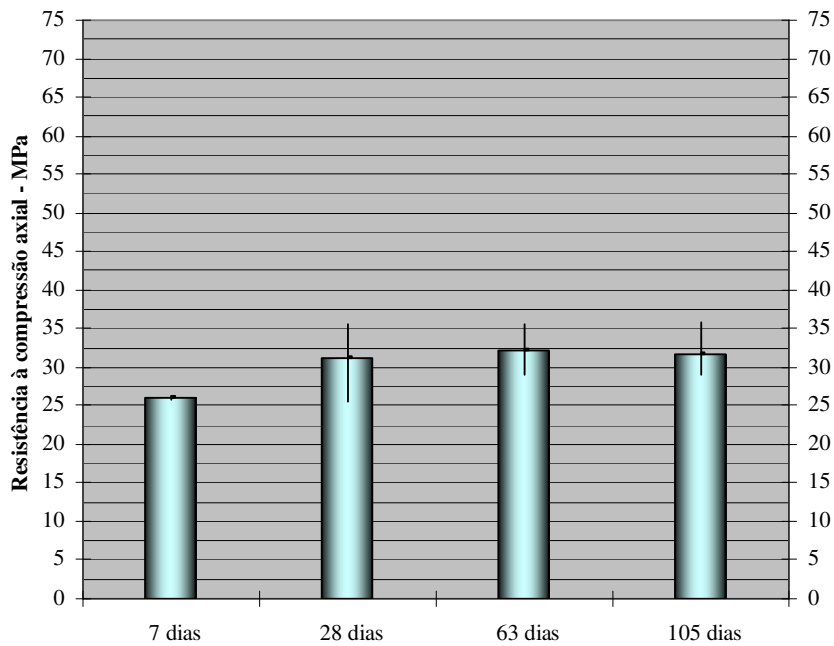


Gráfico 5-11 – Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 1 e relação água-cimento 0,5.

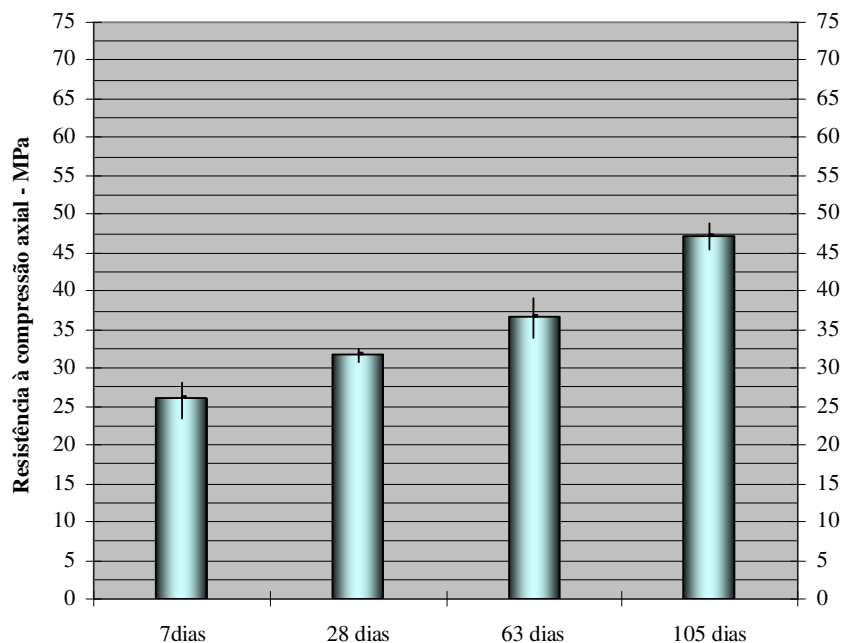


Gráfico 5-12 - Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita calcária 0 e relação água-cimento 0,5.

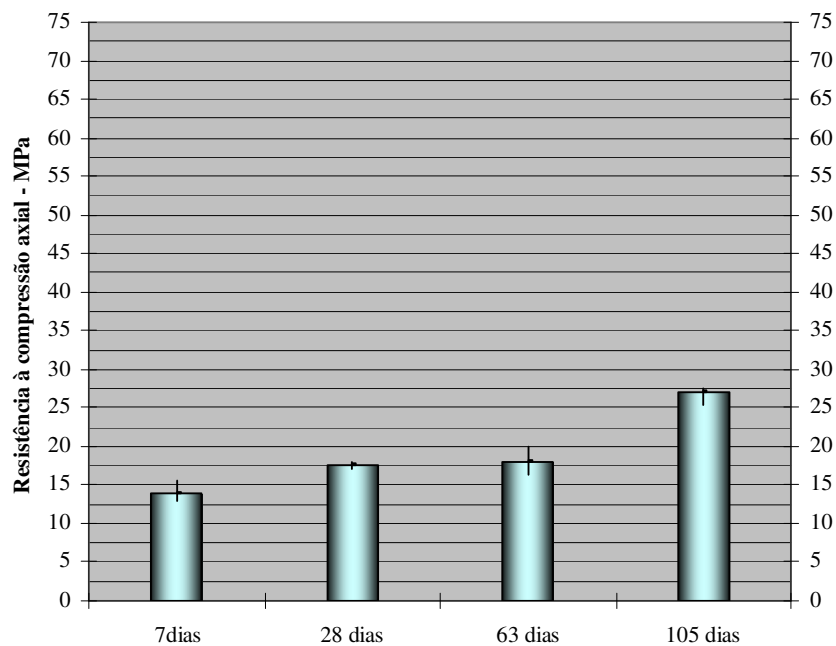


Gráfico 5-13 – Evolução da resistência à compressão com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, argila expandida e relação água-cimento 0,5.

A análise desses dados mostra a ocorrência de dispersões de diferentes ordens de grandeza, independentemente da composição dos concretos. A dispersão em ensaios de compressão se deve a vários fatores, sendo ainda considerado um problema no controle do concreto produzido (BEZERRA, 2007; BEZERRA; AGUILAR; CETLIN, 2008;

BUCHER; RODRIGUES FILHO, 1983; CARINO; GUTHRIE; LAGERGREN, 1994; FORSTIE; SCHNORMEIER, 1981; LIMA; BARBOSA, 2002; PATNAIK; PATNAIKUNI, 2002; SACANDIUZZI; ANDRIOLO, 1986; MARCO; REGINATTO; JACOSKI, 2003). No entanto, devido aos cuidadosos procedimentos adotados neste trabalho e com base na análise de Martins (2004), pode-se afirmar que tais dispersões são inevitáveis. O cuidado necessário a ser tomado é de se considerar na análise da resistência a precisão da medida. Os resultados da evolução da resistência à compressão com a idade são típicos: quanto maior o tempo de cura, maior o valor da resistência mecânica (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). As exceções ocorrem para as situações mostradas nos GRÁF. 5.9 e 5.11. No entanto, no caso de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 1 e relação água-cimento 0,5, curadas por 105 dias (GRÁF. 5.11), o menor valor médio da resistência se insere no âmbito da precisão das medidas. O mesmo ocorre com a menor resistência das amostras fabricadas com areia natural, brita gnaisse 0, água-cimento de 0,9 e curada por 63 dias (GRÁF. 5.9). De modo geral, observa-se o padrão típico de crescimento.

Quanto à taxa de crescimento, ela varia muito e pode ser mais bem visualizada nos GRÁF. 5.14 a 5.16, cujos dados experimentais estão agrupados por relação água-cimento, granulometria e tipo de agregado. Esses dados são locados na forma de pontos e os valores médios ligados por linhas. Os desvios-padrão (σ) são mostrados próximos das medidas. No GRÁF. 5.14, constata-se, para uma mesma situação, que quanto maior a relação água-cimento, menor é a resistência, como era de se esperar. Para fatores mais baixos, a taxa de crescimento diminui com a idade (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). Comumente, concretos fabricados com cimento CPV ARI RS e relações água-cimento usuais (0,5 a 0,7) apresentam alta resistência inicial, com taxa de crescimento decrescente com o tempo de cura. De modo geral, observa-se que a resistência aos 105 dias é mais próxima da obtida aos sete dias, quanto mais baixo é a relação água/cimento.

A análise do GRAF. 5.15 mostra a influência da granulometria do agregado na resistência. A brita gnaisse 1, se comparada à brita 0, para as mesmas condições, conduz a resistências menores em todas as idades. Isto está de acordo com Metha e Monteiro (2008), que relatam que em concretos com relação água-cimento em torno de 0,55 a resistência é negativamente influenciada pelo aumento da dimensão do

agregado. Isto ocorre, pois agregados maiores tendem a formar uma zona de transição agregado-pasta com mais microfissuras. Sendo assim, era de se esperar que o concreto sem agregado graúdo apresentasse mais resistências, o que não foi observado. Os mesmos autores afirmam que é difícil avaliar a influência da dimensão do agregado, uma vez que a sua distribuição também afeta essa propriedade. Ou seja, os resultados obtidos neste trabalho para o composto sem agregado graúdo estão relacionados com uma distribuição granulométrica mais adequada da brita 0.

Os dados apresentados no GRÁF. 5.16 são similares a estudos da literatura que mostram que, para dosagens idênticas, a substituição de calcário por um material silicoso pode levar à melhor resistência, enquanto o uso de agregados leves, como argila expandida, pode ter efeito desastroso sobre a resistência, devido à sua estrutura porosa (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). Nota-se que o crescimento da resistência é mais acentuado para o concreto com brita calcária 0 e com relação água-cimento 0,5 após 63 dias de cura. Martins (2004) também obteve resultados semelhantes no estudo de concretos de alto desempenho.

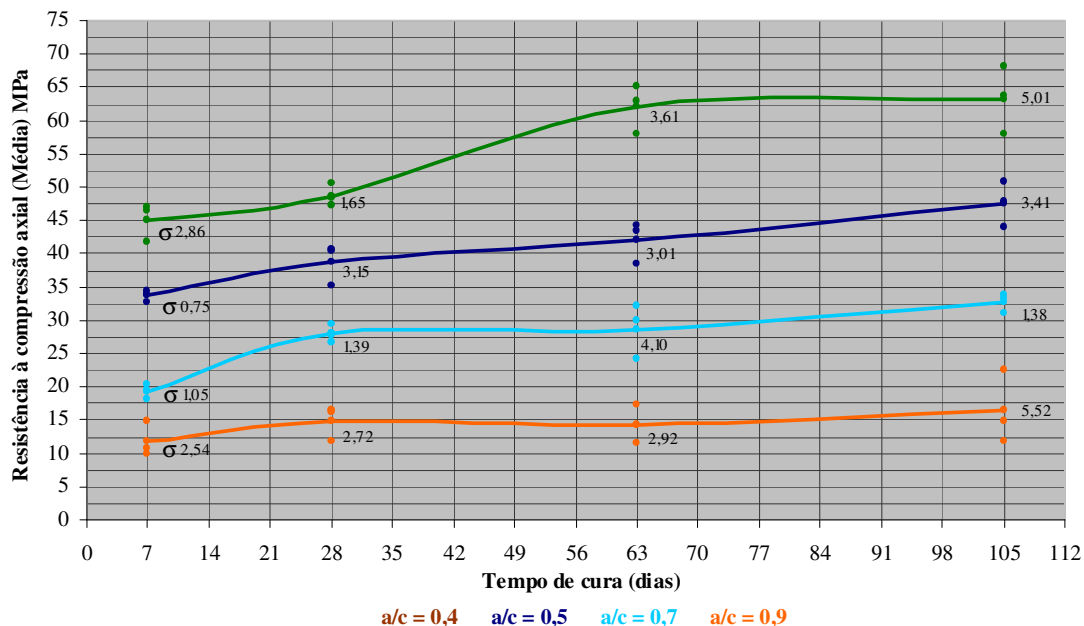


Gráfico 5-14 – Resistência à compressão dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4 - 0,5 - 0,7 e 0,9.

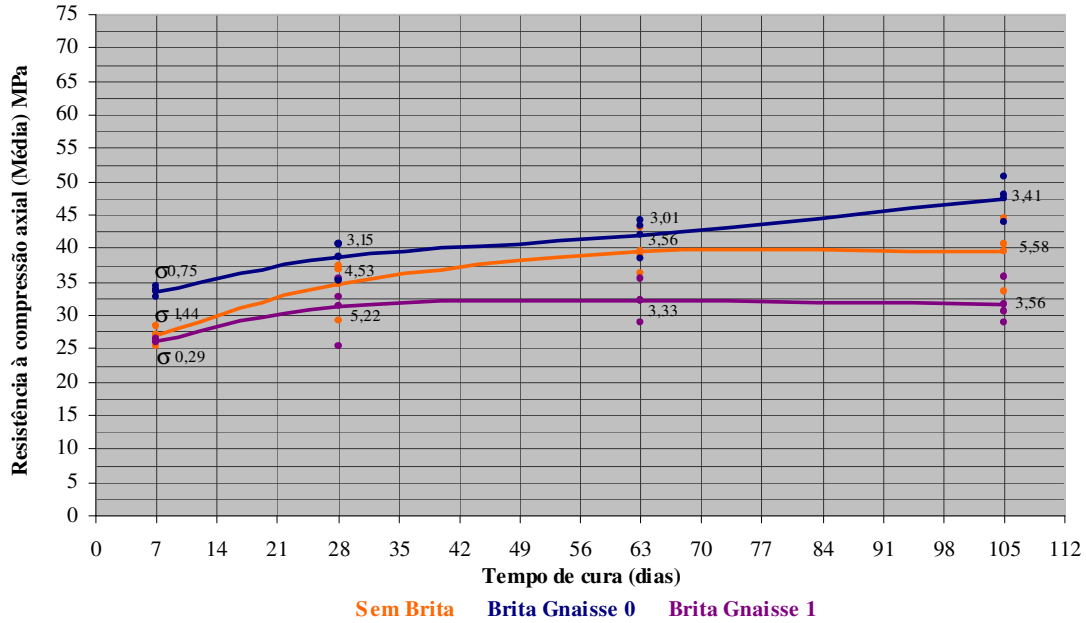


Gráfico 5-15 – Resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.

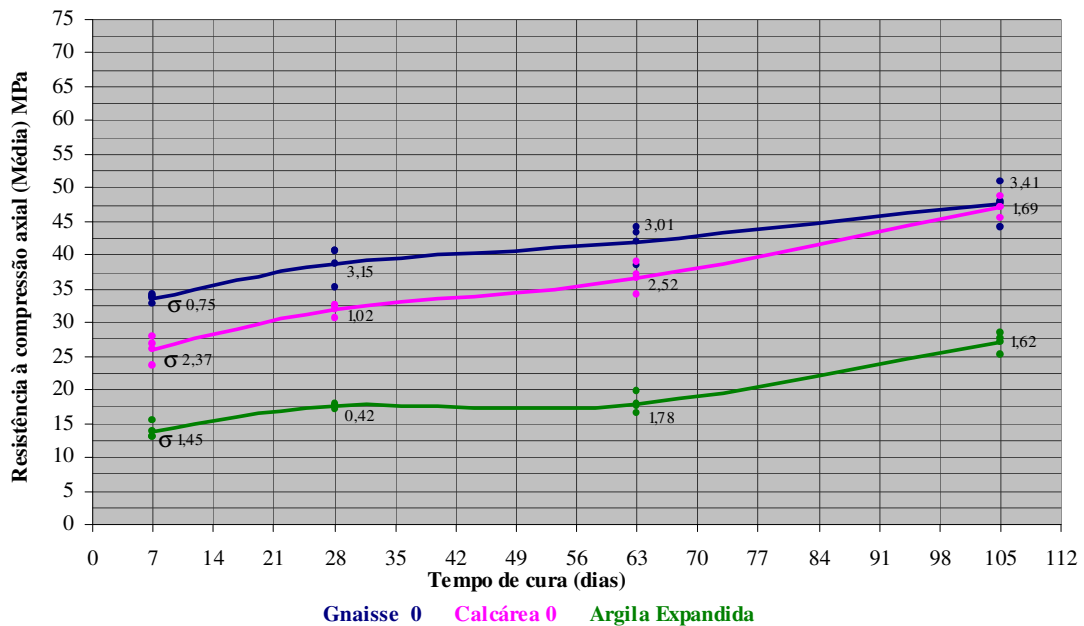


Gráfico 5-16 – Resistência à compressão dos concretos fabricados com agregados graúdos de diferentes naturezas.

No GRÁF. 5.17 podem ser visualizados os resultados dos ensaios de resistência à compressão dos concretos fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento de 0,5, submetidos à deterioração química e ao calor. Os valores médios são

apresentados na forma de barras e a amplitude dos dados experimentais na forma de linhas verticais. Os dados mostram que os aquecimentos a 200 e 354°C por duas horas não comprometem a resistência à compressão do concreto. Este resultado é diferente dos descritos da literatura, que afirma que concretos de cimento *Portland* comum começam a perder resistência em temperaturas em torno de 100 ou 200°C (BRANCO; SANTOS, 2000; CHAN; PENG; ANSON, 1999; MEHTA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997; SHIELDS; SILCOCK, 1987). Segundo Branco e Santos (2000), a 200°C a resistência residual do concreto fica em torno de 80 a 90% da resistência original; e a 300°C corresponde a 70% da original. Essa divergência poderia estar relacionada aos materiais e proporções adotados que, segundo Cuoghi (2006), afetam muito o decaimento da resistência.

A ação de uma solução de ácido clorídrico (1,0 mol/ litro) por sete dias não comprometeu a resistência do concreto. Por outro lado, a solução de ácido acético 0,1 / 0,2 por 14 dias promoveu perda de resistência da ordem de 15%. Na maioria dos trabalhos da literatura o efeito do ácido é avaliado apenas pela perda de massa. Segundo Bergamaschi (2007), os ácidos acético e clorídrico promovem perdas de massa da ordem de 5% após sete ou 14 dias de imersão. De acordo com Lima *et al.* (2007), a resistência de argamassas fabricadas com CPV RS e atacadas por ácido sulfúrico conduz à perda de massa em torno de 6% e à queda de resistência de 14%. Nos casos analisados neste trabalho, a perda de massa foi da ordem de 4 e 8% para o ácido clorídrico e acético, respectivamente. Essa perda influenciou aparentemente apenas nos valores de resistência obtidos com o grupo submetido ao ácido acético. No entanto, a influência da perda de massa, no caso do ataque por ácido clorídrico, pode não ter sido detectada em função da dispersão comum aos ensaios de resistência à compressão. Se a perda de massa não tivesse ocorrido, poder-se-ia atribuir a resistência ao ataque químico do grupo em contato com o ácido clorídrico a uma baixa permeabilidade do composto ou à alcalinidade e composição química da pasta de cimento. Seriam necessários estudos mais aprofundados para se avaliar o ocorrido, o que não faz parte do escopo do trabalho, que visa, nesta etapa, apenas à obtenção de corpos deteriorados.

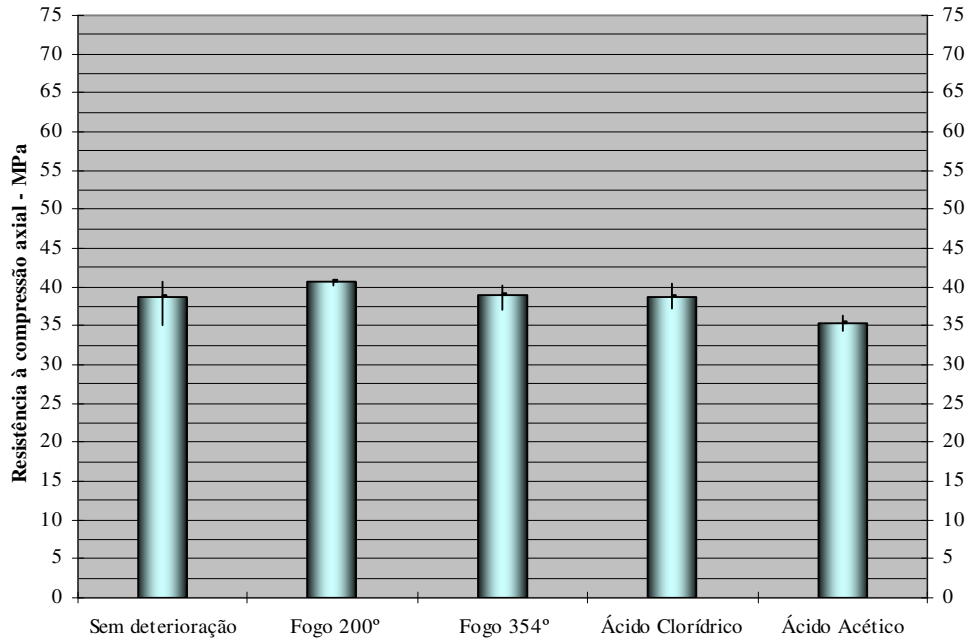


Gráfico 5-17 - Resistência à compressão após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaíse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química e ao calor.

Da mesma forma, as resistências à compressão após 28 dias de cura dos concretos aos quais foram incorporados diferentes materiais são apresentadas no GRÁF. 5.18. De maneira similar à descrita na literatura clássica, a presença de teores baixos ou moderados de fibras curtas e longas (até 50% em volume) não afetam significativamente a resistência à compressão do concreto (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). A existência de bolhas gasosas devido ao ar incorporado ou ao balão de ar leva a reduções da resistência da ordem de 63 e 29%, respectivamente. Isto era de se esperar, uma vez que a resistência varia com o inverso da porosidade (COUTINHO; GONÇALVEZ, 1994; METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). As bolas de vidro não interferem de forma significativa na resistência, o que indicaria que esses materiais estariam funcionando como agregados graúdos, sem prejudicar a resistência.

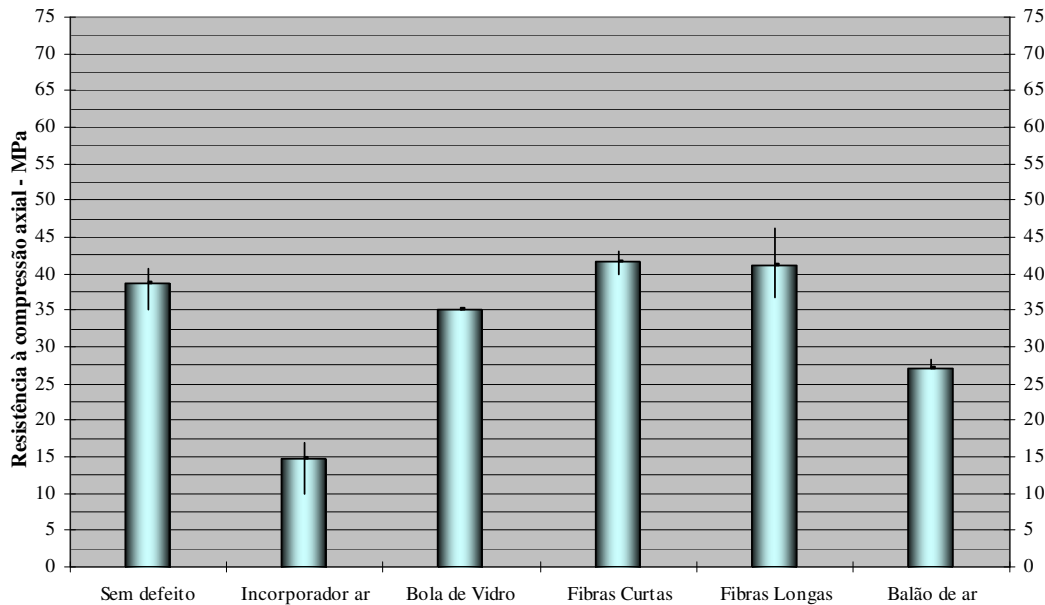


Gráfico 5-18 - Resistência à compressão após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.

5.6 Esclerometria

Os resultados da resistência superficial dos diversos concretos com cura de 28 dias foram avaliados por esclerometria (índice esclerométrico) e estão nos GRÁF. 5.19 a 5.22, juntamente com os dados obtidos nos ensaios de resistência à compressão aos 28 dias. Em cada gráfico pode-se visualizar os valores médios das resistências à compressão obtidas pelos dois métodos (dado pelo gráfico de barras) e o desvio-padrão. Como relatado na literatura (ACI, 2003; MACHADO, 2005), a dispersão das medidas é maior que as obtidas nos ensaios de resistência à compressão. Isto estaria relacionado ao fato da medida ser superficial e puntual. Apesar da dispersão, as medidas de resistência por esclerometria são capazes de descrever de forma qualitativa o efeito da relação água-cimento na resistência à compressão para concretos de menor porosidade: quanto maior a relação água-cimento, menor a resistência. No entanto, o valor da resistência obtida por esclerometria subestima em cerca de 50% a resistência à compressão para relações iguais a 0,4, 0,5 e 0,7. No caso da relação água/cimento de 0,9, o valor estimado corresponde ao obtido experimentalmente. Segundo Malhotra e Sivasundaram (1991), a precisão na estimativa da resistência do concreto é de ± 15 a $\pm 20\%$ se os corpos-de-prova forem moldados, curados e ensaiados sob condições idênticas às utilizadas no estabelecimento das curvas de correlação. Apesar disto ter sido feito, a

acurácia dos resultados foi bem diferente. De modo geral a diferença dos valores obtidos em ensaio de resistência axial e esclerometria estaria relacionado ao fato de o primeiro é realizado considerando o volume do material, e o segundo é um ensaio superficial.

O índice esclerométrico não descreve a influência da natureza e granulometria do agregado da mesma forma que a resistência obtida por compressão, com exceção da argila expandida. Os concretos com brita gnaisse 1 e calcária 0 têm resistência à compressão inferior ao concreto sem brita e com brita gnaisse zero, enquanto a resistência obtida por esclerometria indica que o composto com gnaisse 0 e calcária 0 tem a mesma resistência. Essas diferenças se devem ao fato das medidas serem superficiais e serem pouco afetadas pelo volume interno do concreto. Observa-se, que de modo similar aos concretos confeccionados com fatores água-cimento iguais a 0,4, 0,5 e 0,7, a esclerometria subestima a resistência à compressão. Isto não ocorre no caso da argila expandida.

Os dados dos GRÁF. 5.21 e 5.22 também mostram que a esclerometria não descreve de forma similar à resistência os efeitos da deterioração e de defeitos internos. Além disso, conforme constatado nos GRÁF. 5.19 e 5.20, a esclerometria subestima a resistência à compressão de concretos, com exceção dos concretos de alta porosidade. Mais uma vez se tem evidências de que a esclerometria para compostos porosos (alta relação água-cimento, com argila expandida e incorporador de ar) descreve de maneira mais precisa a resistência à compressão. Esses resultados estão de acordo com os obtidos por Evangelista (2002), que concluiu em seu trabalho que o índice esclerométrico é afetado principalmente pelo agregado leve.

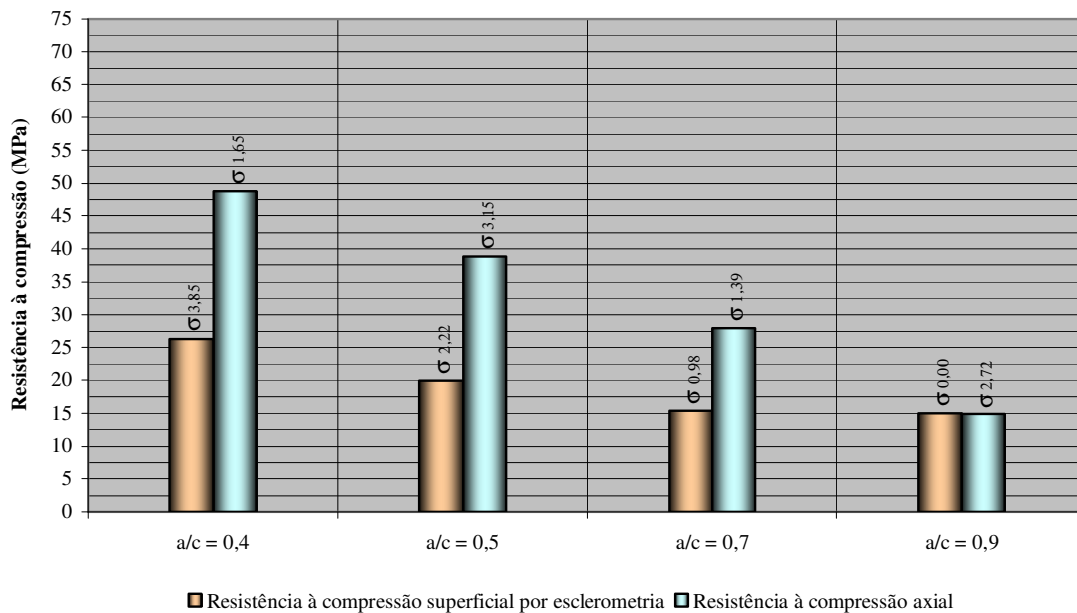


Gráfico 5-19 – Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados relação água-cimento 0,4; 0,5; 0,7 e 0,9.

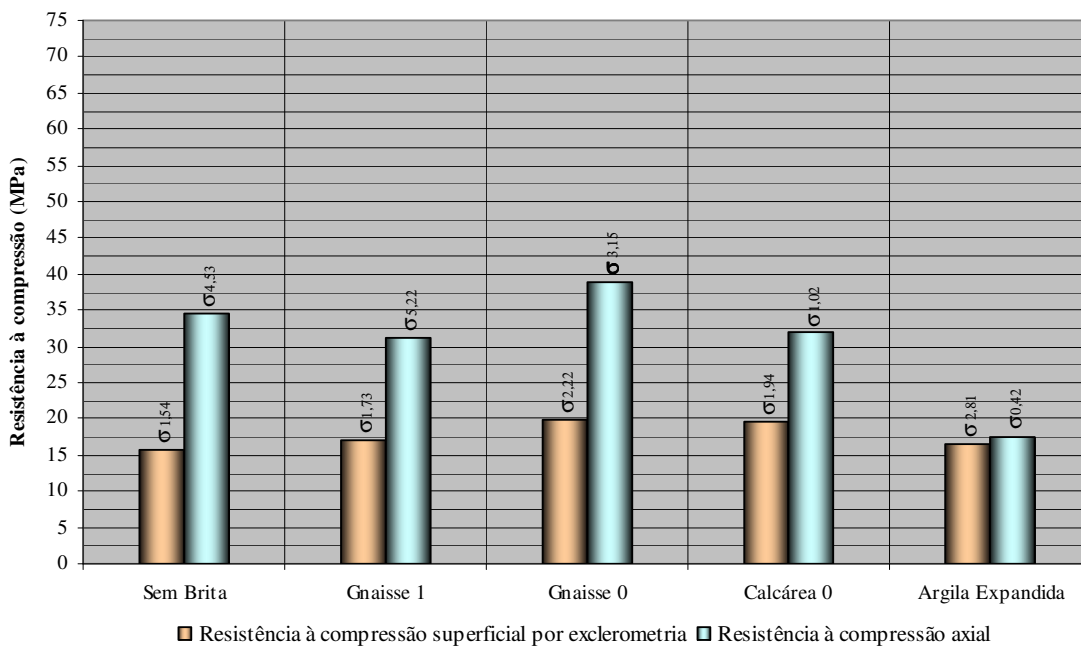


Gráfico 5-20 - Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados sem brita, brita gnaisse 0 e 1, brita calcária 0 e argila expandida.

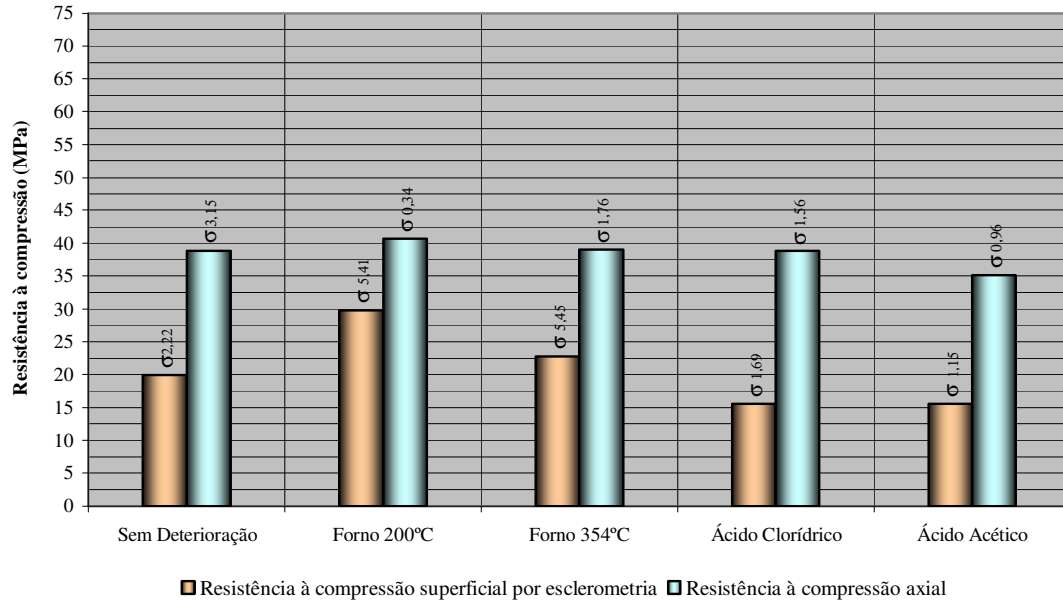


Gráfico 5-21 - Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos á deterioração química e ao calor.

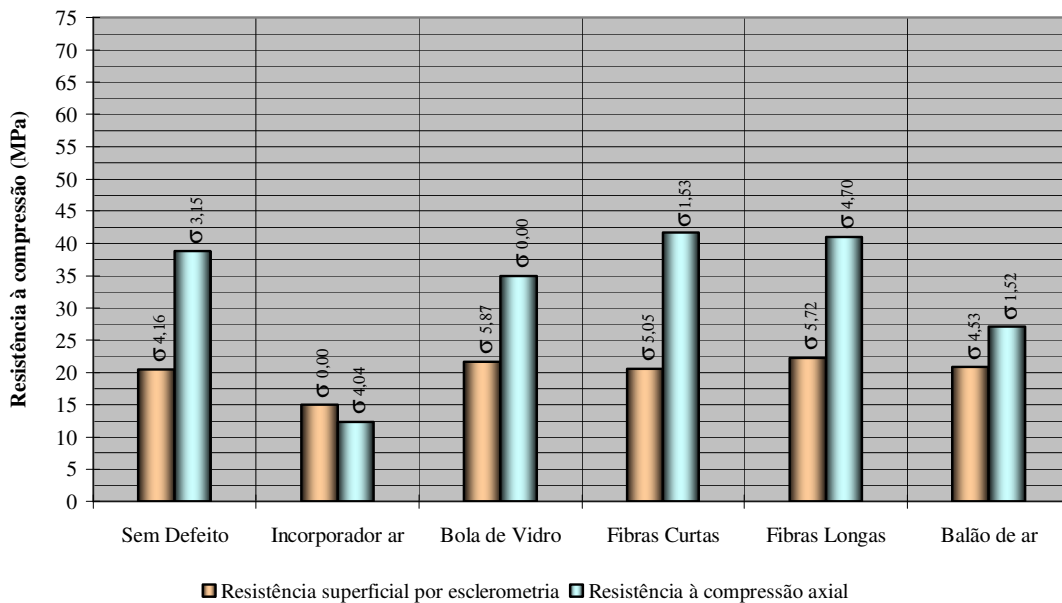


Gráfico 5-22 - Resistência superficial e resistência à compressão, após 28 dias de cura, dos concretos fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.

5.7 Freqüência ressonante

O ensaio de freqüência ressonante fornece três tipos de informação: a freqüência natural de vibração, o coeficiente de amortecimento (Q) e o módulo de elasticidade longitudinal, transversal e torsional (subitem 3.2.3). Neste trabalho optou-se por trabalhar com o longitudinal, pois o número de ensaios era muito elevado e a medida no sentido longitudinal oferecia mais facilidade de execução, por ser o corpo-de-prova cilíndrico.

Nos GRÁF. 5.23 e 5.26 são apresentados os valores dos módulos de elasticidade obtidos para barras circulares e prismáticas de aço 1020 e liga de alumínio 6061 de diferentes dimensões. Nos gráficos pode-se visualizar o valor médio das medidas do módulo (dado pelo gráfico de barras) e a amplitude de variação das dez medidas realizadas em cada corpo-de-prova (linhas verticais). Antes dessas medidas, foram realizados inúmeros experimentos que indicaram que para que fosse possível a leitura da freqüência natural era necessário garantir o alinhamento dos sensores e seu contato físico com a amostra. A mesma leitura é obtida sem ou com a utilização de gel ou água como agentes de melhoria de contato. A análise da Figura 5.23 mostra que as dispersões dos resultados experimentais são insignificantes e se comparadas com as das medidas comumente encontradas para módulos determinados pelo ensaio de tração indicam a precisão obtida com o ensaio (BRAGA, 2008).

De acordo com o banco de dados CES (*Cambridge Engineering Selector*), o módulo do aço e da liga de alumínio varia na faixa de 200 a 215 e 68 a 73 GPa, respectivamente. Segundo Callister (2005), o módulo do aço 1020 é 207 GPa e da liga 6061 é 69 GPa. Os dados obtidos neste trabalho indicam que a geometria da seção transversal não influencia de forma significativa na medida do módulo do aço. Nas medidas utilizando barras circulares, independente dos fatores de forma utilizados, se obteve valores dentro da faixa de 200 a 210 GPa ou muito próximos a ela. Barras de aço de seção quadrada com fatores de forma de 2, 5, 6, 7,5, 10 e 12, 5 tiveram o módulo de *Young* dentro da faixa encontrada na literatura. Para o alumínio a forma da seção transversal também não afeta os resultados. Para a seção quadrada apenas o fator de forma 15 levou a uma superestimativa do módulo em torno de 2GPa. No caso de barras circulares de alumínio 6061 fatores de forma maiores que 10 levam a medição a módulos superiores aos da literatura.

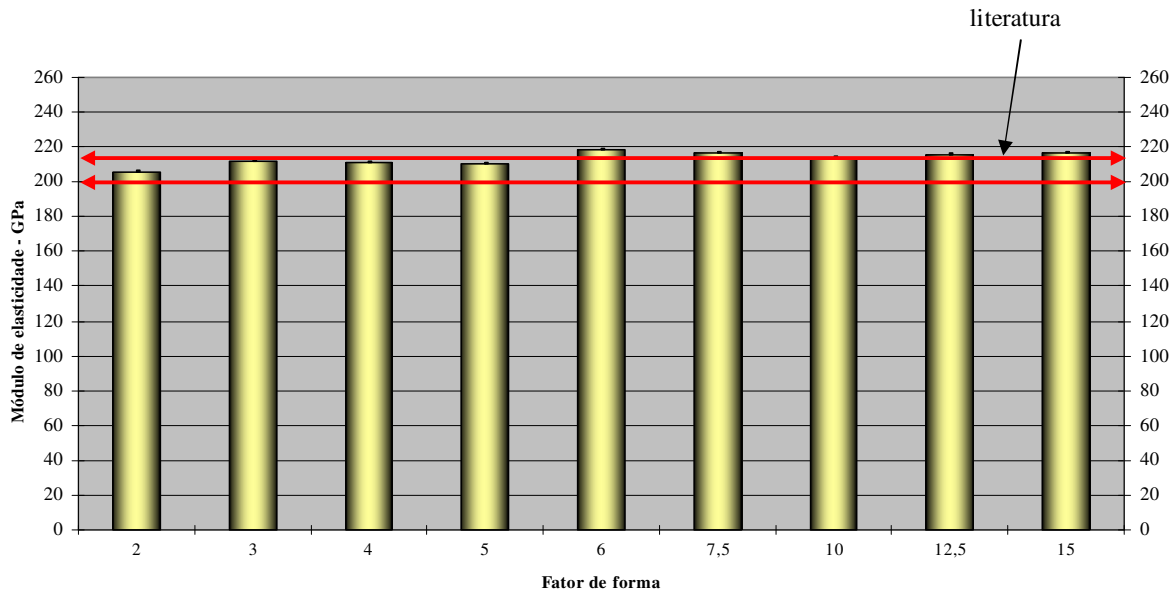


Gráfico 5-23 – Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras circulares de aço 1020.

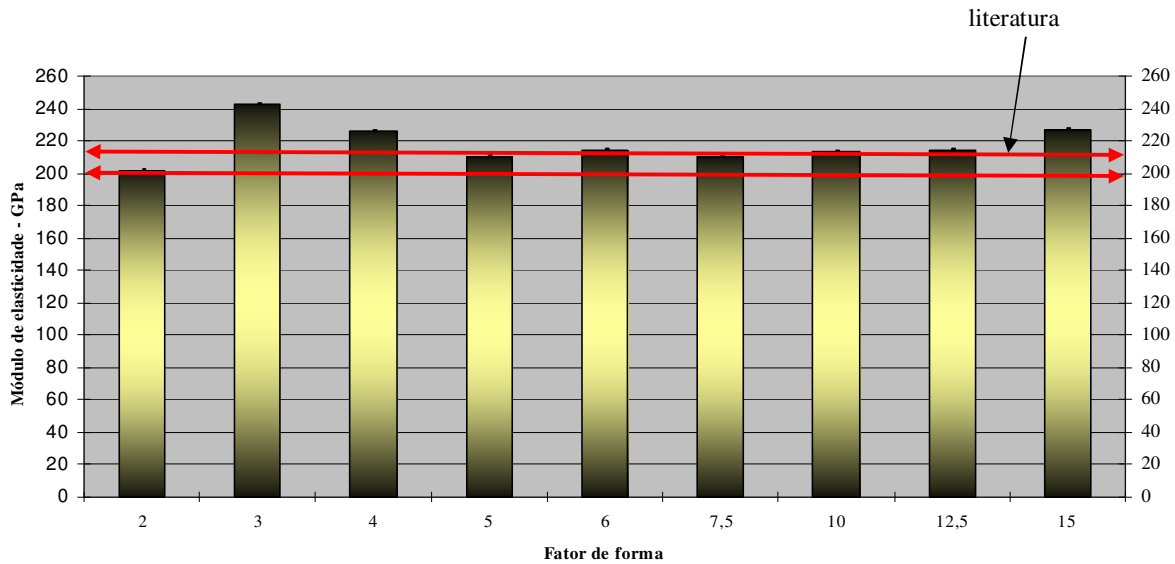


Gráfico 5-24 - Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras prismáticas de aço 1020.

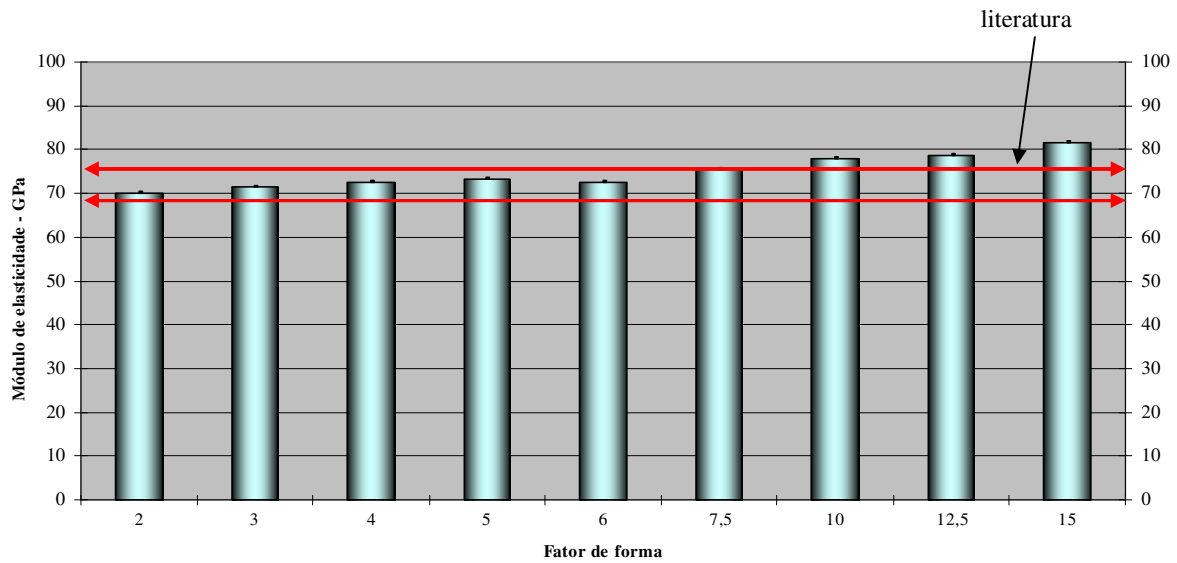


Gráfico 5-25 - Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras circulares de liga de alumínio 6061.

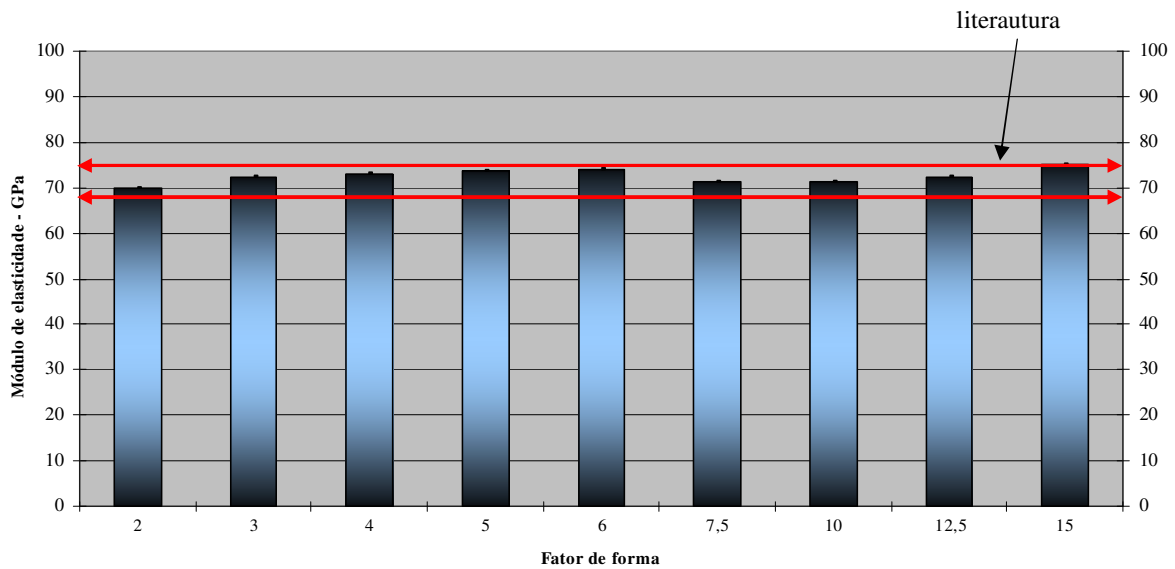


Gráfico 5-26 - Módulo de elasticidade longitudinal obtido por frequência ressonante de barras prismáticas de liga de alumínio 6061.

Com base nesses resultados, nas indicações do fabricante do equipamento e considerando a heterogeneidade do concreto (ASTM, 2002; GERMANN INSTRUMENTS, 2007; MALHOTRA; SIVASUNDARAM 1991), estabeleceram-se as condições para o ensaio de frequência ressonante para o concreto: corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro e comprimento de 20 cm, rigoroso controle de alinhamento e acoplamento direto e forçado dos sensores com o corpo-de-prova.

Nos GRÁF. 5.27 a 5.29 são apresentados os valores de frequência natural de vibração, coeficiente de amortecimento (Q) e módulo de elasticidade longitudinal obtidos para os concretos fabricados com areia natural, brita gnaisse zero e diferentes relações água-cimento. Os mesmos tipos de resultados são apresentados nos GRÁF. 5.30 a 5.35, para os concretos fabricados com relação água-cimento de 0,5, areia natural com e sem agregado graúdo de duas diferentes naturezas e granulometrias. Em todos os gráficos cada ponto representa a média de 10 medidas obtidas em um mesmo corpo-de-prova. Para cada situação foram analisados três corpos-de-prova, o que totaliza 30 medidas para o cálculo de cada ponto da curva. Junto à média é apresentado o desvio-padrão da mesma. A análise dos dados de frequência ressonante e do módulo de elasticidade indica que o desvio-padrão das medidas é baixo se comparado aos obtidos no ensaio de resistência mecânica. Repetibilidades semelhantes do módulo são relatadas por Malhotra e Sivasundaram (1991). Observa-se que a variação do módulo é muito menor que a da frequência. O coeficiente de variação das diversas medidas foi em torno de 2%, que é um valor mais alto que o relatado na norma ASTM C215 (2002) para o módulo transversal. Não existem dados publicados para o módulo longitudinal. Lembrando que imprecisões da ordem de 20% na determinação da resistência são usuais e que a determinação do módulo é muito mais sensível às condições de ensaios, o valor de 2% indica ser o ensaio de frequência ressonante forçada um método preciso para a determinação da rigidez do material. Além disso, a medida do módulo poderia ser feita no mesmo corpo a ser ensaiado à compressão, sem que as variáveis de moldagem e cura afetem a relação entre as duas propriedades.

Por outro lado, as médias do coeficiente de amortecimento apresentam maiores dispersões. Em todas as situações analisadas, quanto maior o tempo de cura dos concretos, maiores são a rigidez e a frequência natural. Essa maior rigidez se deve ao maior grau de hidratação do composto (METHA; MONTEIRO, 2008). Os dados das FIG. 5.27 e 5.29 indicam que quanto menor a relação água-cimento, maiores a frequência e o módulo de elasticidade. Essas tendências são similares às descritas na

literatura para o módulo de elasticidade estático e se devem à maior porosidade da matriz da pasta de cimento (COUTINHO; GONÇALVES, 1994; MEHTA; MONTEIRO, 2008). Esses dados salientam ser o módulo por frequência uma ferramenta importante para o estudo da evolução microestrutural do concreto, uma vez que detecta variações e pode ser repetido inúmeras vezes em um mesmo corpo-de-prova após diferentes tipos e tempos de cura. Na análise do índice de amortecimento deve ser lembrado que altos coeficientes significam menos amortecimento da onda, o que é desejável para caracterização do material. Observa-se que os valores obtidos ficam muito abaixo do intervalo de 50 a 500 sugerido para a constante de amortecimento por Malhotra e Sivasundaram (1991) e acima do estipulado pelo fabricante do equipamento (CNS Eletronics, 1997). O coeficiente de amortecimento é sensível à idade e a altas relações água-cimento. De acordo com ele seria sensível apenas a altos fatores. Para altos fatores água-cimento, o coeficiente não apresenta comportamento monotônico, o que reforça o pensamento de que o amortecimento em concretos é complexo. De acordo com Pântano e Rigby (*apud* MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991), a maior parte do amortecimento do concreto ocorre na matriz, um pouco nas interfaces e menos no agregado. A presença de vazios de ar em amostras secas pouco contribui para o amortecimento, enquanto que a umidade na matriz é um dos principais contribuintes para a capacidade de amortecimento do concreto.

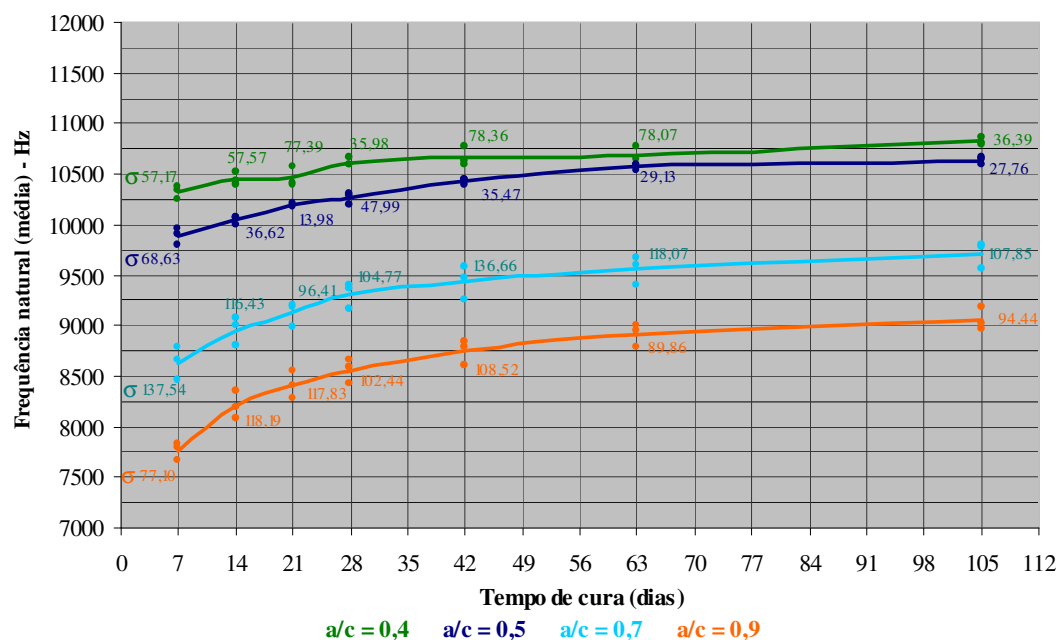


Gráfico 5-27 – Frequência natural de vibração dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4 ; 0,5; 0,7 e 0,9.

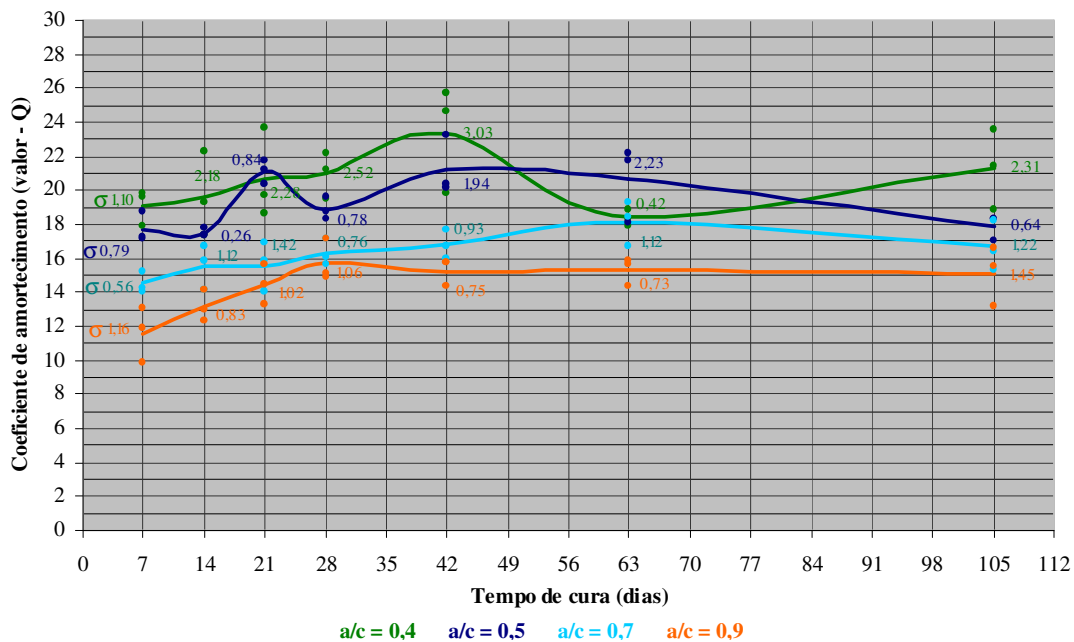


Gráfico 5-28 – Coeficiente de amortecimento dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4; 0,5; 0,7 e 0,9.

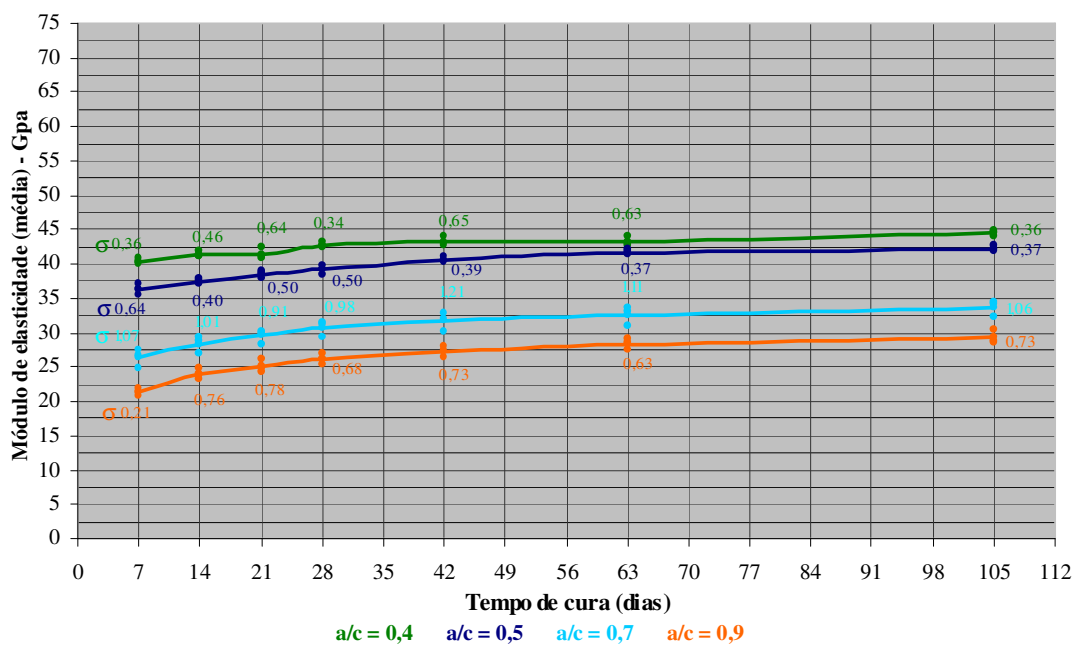


Gráfico 5-29 – Módulo de elasticidade dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4; 0,5; 0,7 e 0,9.

A ausência de brita ou a presença de brita gnaisse 1 tem efeito semelhante na frequência ressonante em todas as idades (GRÁF. 5.30). No entanto, no caso do módulo, já é possível detectar o efeito da granulometria do agregado (GRÁF. 5.32). Isto deve ao fato de que no cálculo do módulo (equação 3.19) considera-se a massa do corpo-de-prova que, no caso do concreto com brita 1, é mais pesado. Observa-se que o concreto sem brita apresenta, em todas as idades, rigidez ligeiramente inferior à do composto fabricado com brita 1. O concreto com brita gnaisse 0 apresenta maiores frequência natural e módulo para todas as idades. Considerando que a natureza e a porcentagem em peso das britas são as mesmas, isto poderia estar relacionado à menor fissuração da zona de transição, mesmo tendo-se mais números de interfaces no concreto com brita 0. Na literatura, o efeito do agregado na frequência e no módulo se restringe ao volume de agregado: quanto mais alto o percentual de agregado, maior é o módulo. De acordo com alguns pesquisadores, o amortecimento seria pouco afetado pelo agregado (MALHOTRA; SIVASUNDARAM, 1991). Os dados obtidos (GRÁF. 5.31), se comparados com os do GRÁF. 5.28, reforçam essa hipótese.

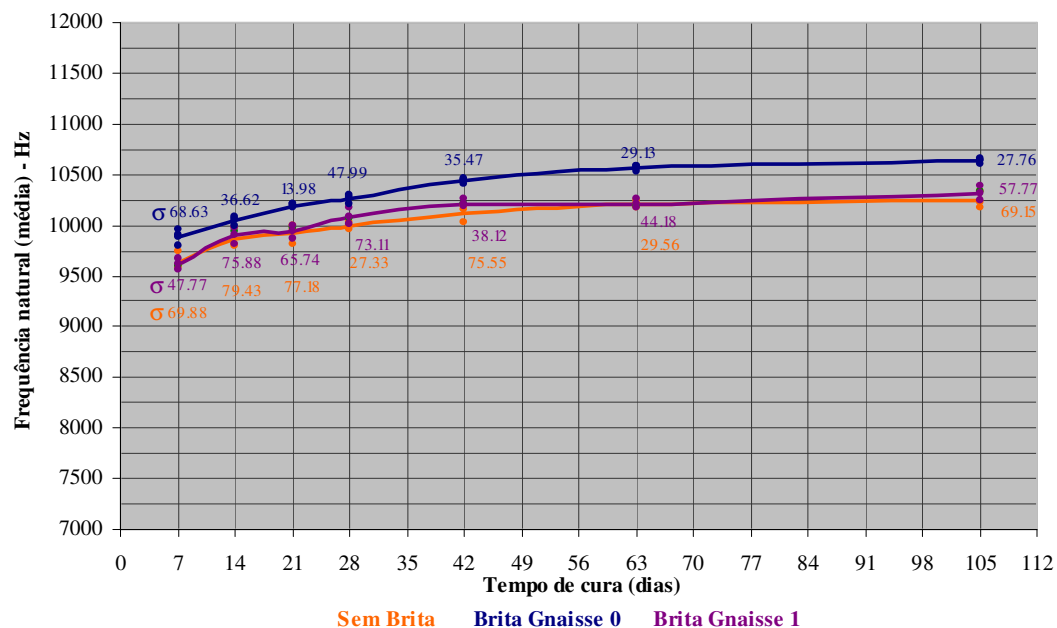


Gráfico 5-30 – Frequência natural de vibração dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.

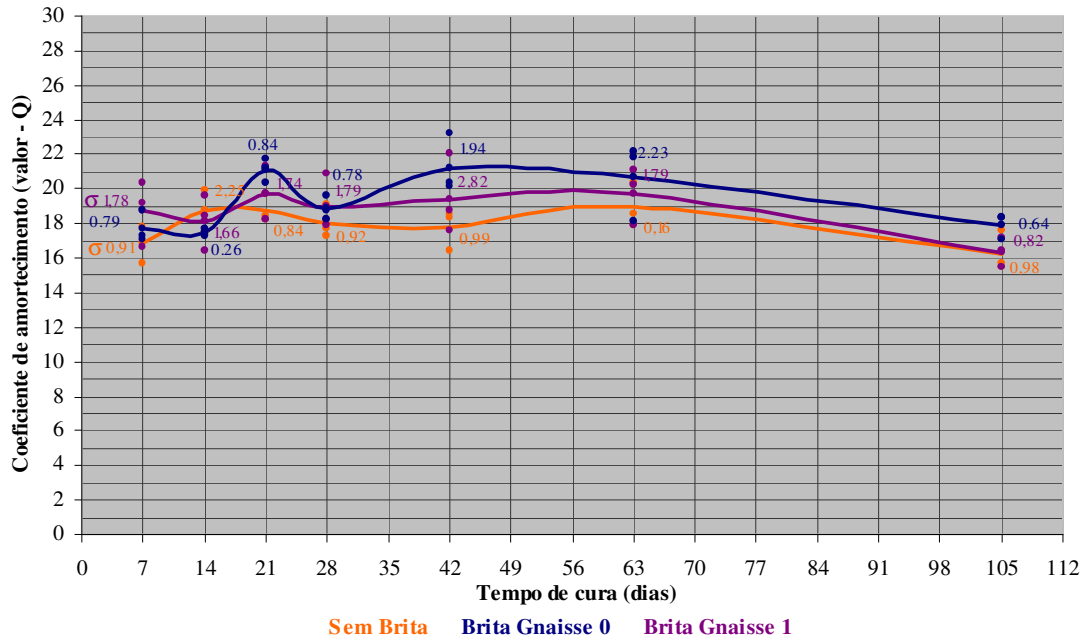


Gráfico 5-31 – Coeficiente de amortecimento dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.

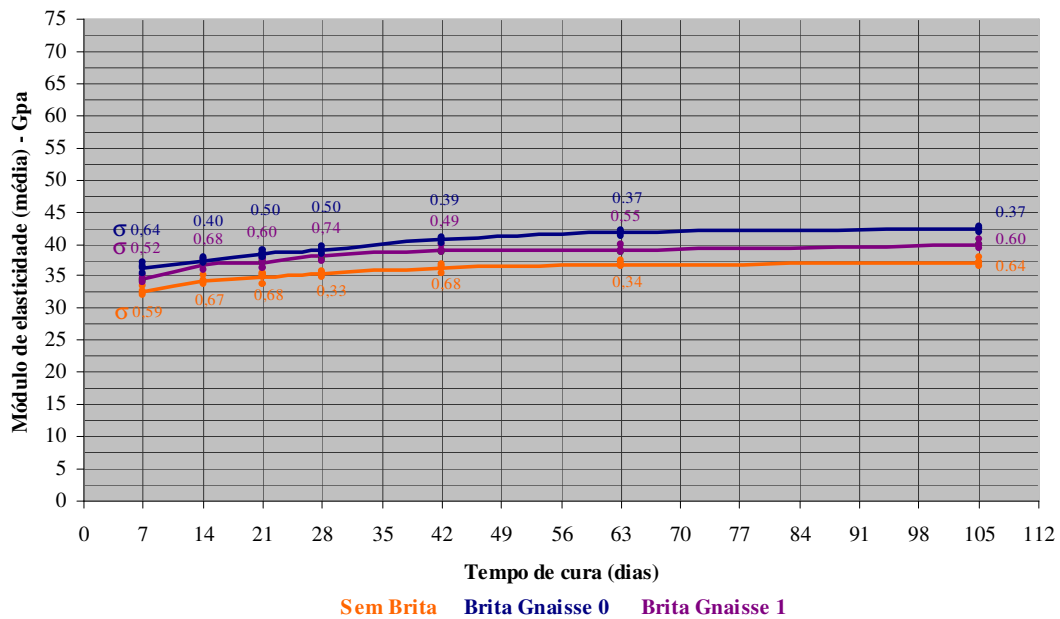


Gráfico 5-32 – Módulo de elasticidade dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.

O tipo de agregado parece afetar significativamente a frequência, o amortecimento e o módulo apenas se for leve (GRÁF. 5.33 a 5.35). A brita calcária apresenta valores de frequência e módulo ligeiramente mais baixos. O composto com argila expandida

apresenta módulo e frequência substancialmente menores. De acordo com Metha e Monteiro (2008), em módulos estáticos era de se esperar que o efeito da brita calcária fosse mais pronunciado, uma vez que o calcário possui módulo da ordem de 21 a 48 GPa e o granito de 69 a 138 GPa. Quanto ao módulo dinâmico, não foi encontrado dado na literatura sobre a influência da natureza do agregado. Malhotra e Sivasundaram (1991) apenas citam que o módulo dinâmico é afetado pelo módulo de seus materiais constituintes. Como a diferença no ensaio de esmagamento (subitem 5.2.4) foi de apenas 15% entre as britas calcárias e gnaiss e de 55% para a argila expandida, poder-se-ia pensar que foi utilizada neste trabalho uma brita calcária de alto módulo e um gnaiss de baixo.

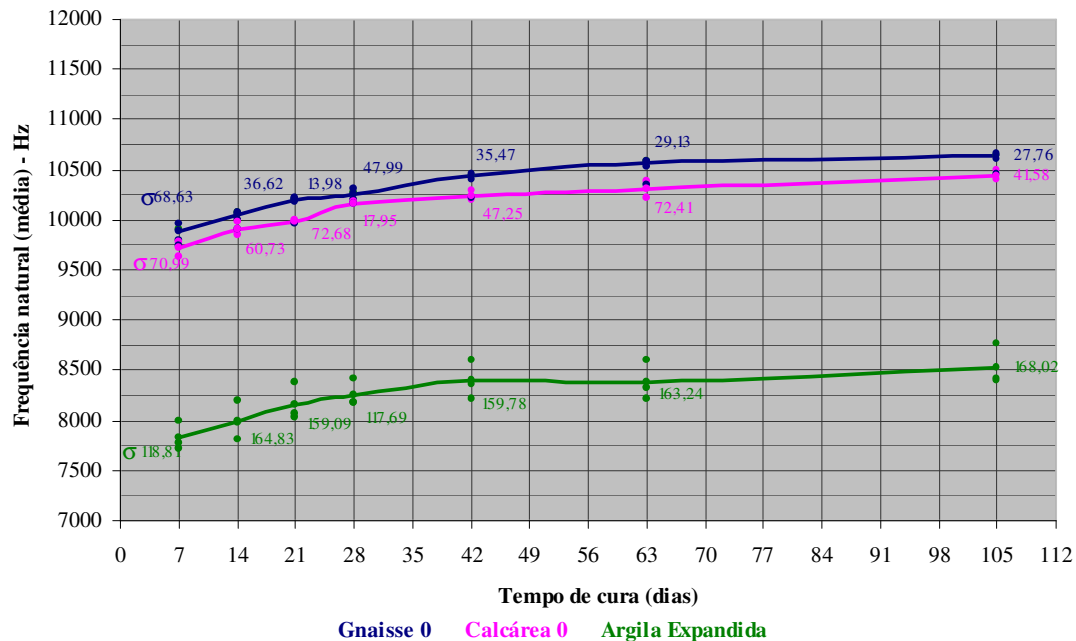


Gráfico 5-33 – Frequência natural de vibração dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.

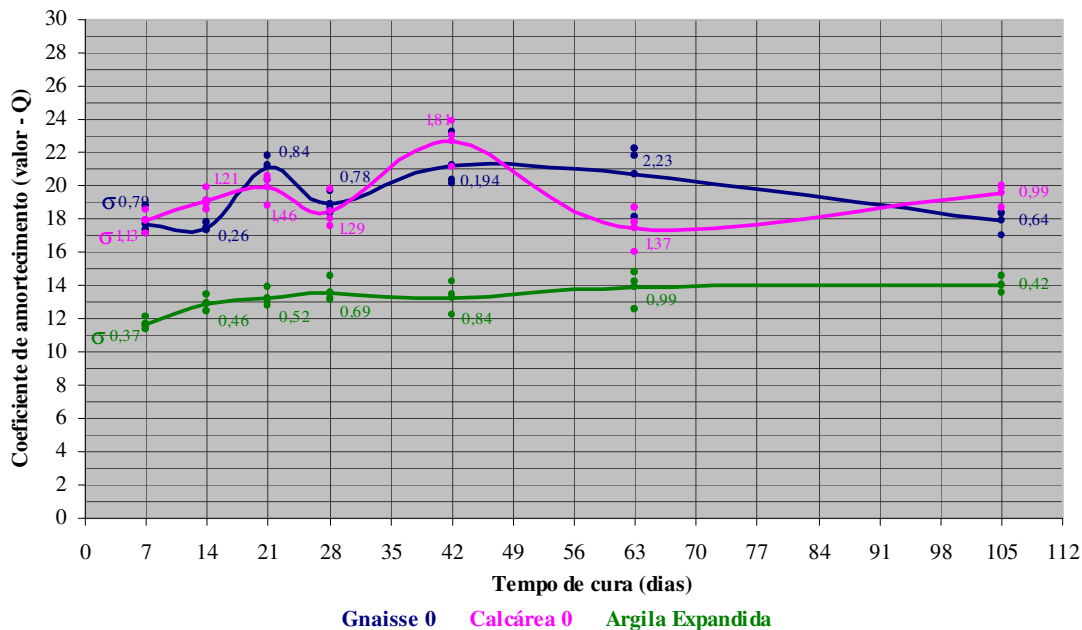


Gráfico 5-34 – Coeficiente de amortecimento dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.

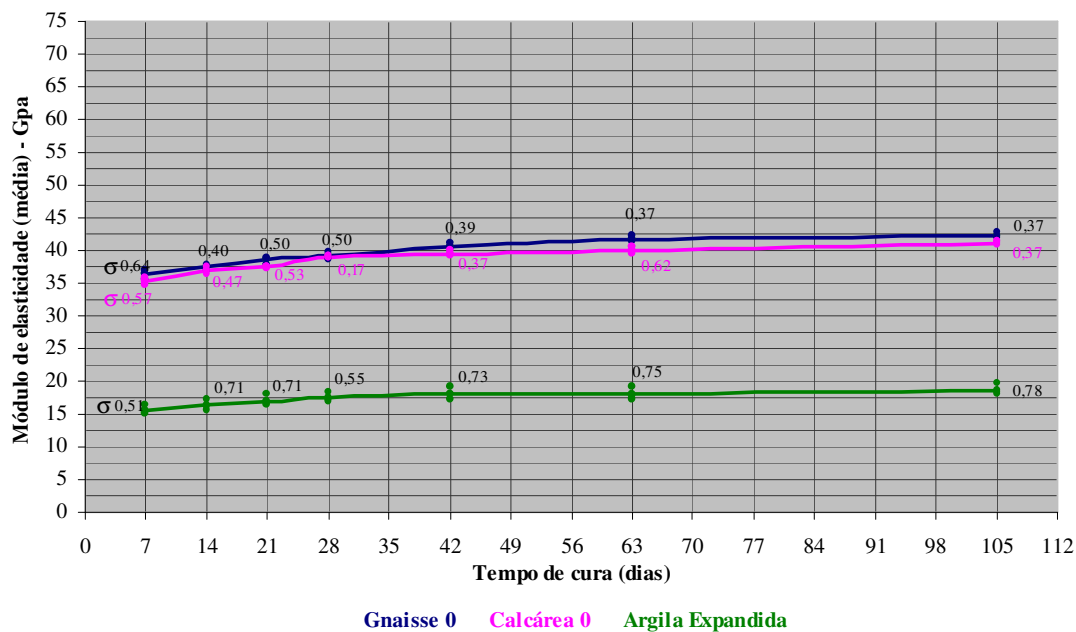


Gráfico 5-35 – Módulo de elasticidade dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.

Nos GRÁF. 5.36 e 5.37 podem ser visualizados os resultados dos ensaios de frequência ressonante dos concretos submetidos à deterioração química e ao calor após 28 dias de cura. Em cada gráfico são apresentados os valores médios (relativos a 30 medidas de três corpos-de-prova para cada situação) da frequência natural, do coeficiente de amortecimento e módulo de elasticidade e os respectivos desvios-padrão. Os dados

indicam que o ensaio de frequência ressonante é capaz de identificar os danos causados pela temperatura nos concretos (ensaios pós-incêndio). Trabalho de Almeida (2005) sobre determinação do módulo de elasticidade determinado a partir da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas em peças fissuradas por aplicação de esforços mecânicos informa que o aumento da fissuração pode levar a decréscimo da rigidez de até 32%. Sendo assim, pode-se pensar que a fissuração devida à ação da temperatura levaria à diminuição da frequência natural e a aumento do amortecimento. Entretanto, observa-se que esse efeito é mais evidenciado no módulo do que na frequência. Isto estaria relacionado ao fato de que no cálculo do módulo se adiciona ao efeito da frequência o efeito da perda de massa em função da alta temperatura (equação 3.19).

Segundo Neville (1997), o módulo estático também detecta o dano pela ação de altas temperaturas. O fato de o módulo variar com a temperatura e a resistência (GRÁF. 5.17) não indica que essas propriedades sejam regidas por mecanismos microestruturais diferentes (METHA; MONTEIRO, 2008; NEVILLE, 1997). Os dados indicam que a frequência ressonante, assim como a resistência mecânica, não identifica claramente a ação dos ácidos (GRÁF. 5.37). Entretanto, observa-se que esse efeito é claramente evidenciado no módulo de *Young*. Isto estaria relacionado ao fato de que para o cálculo do módulo se adiciona ao efeito da frequência, o efeito da perda de massa que foi observada devido a ação dos ácidos (Equação 3.19). Também se observa que o amortecimento foi menor (valor de Q maior) nas amostras sujeitas a deterioração química. A comparação dos dados indica que o módulo de *Young* poderia ser um instrumento mais eficiente que a resistência à compressão uniaxial para detectar a deterioração dos concretos devido a ação dos ácidos. Isto provavelmente está relacionado ao fato de que o módulo e a resistência são regidos por diferentes mecanismos atômicos.

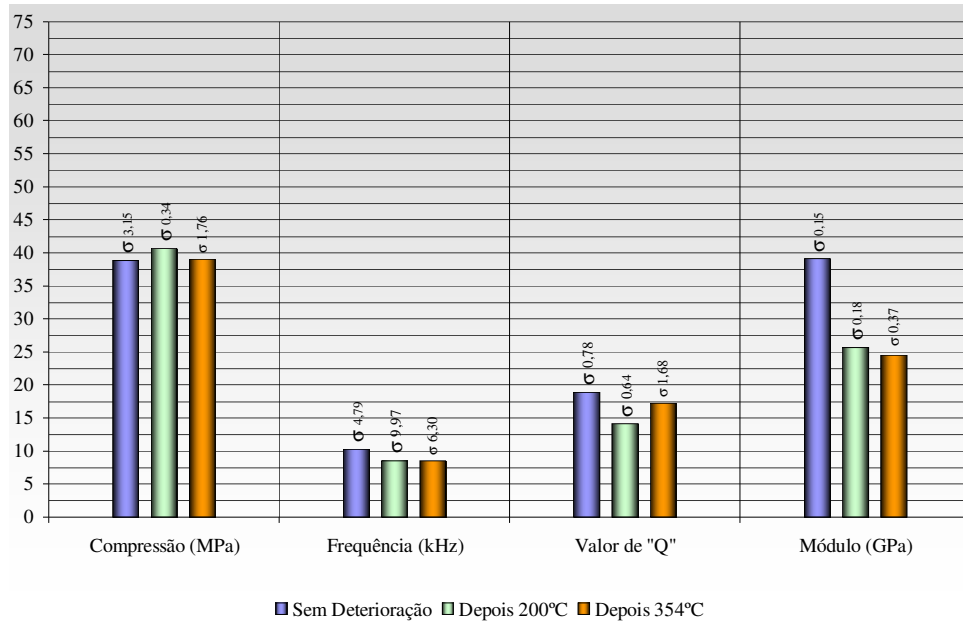


Gráfico 5-36 – Frequência natural, coeficiente de dispersão e módulo de elasticidade após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaiss 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos ao calor .

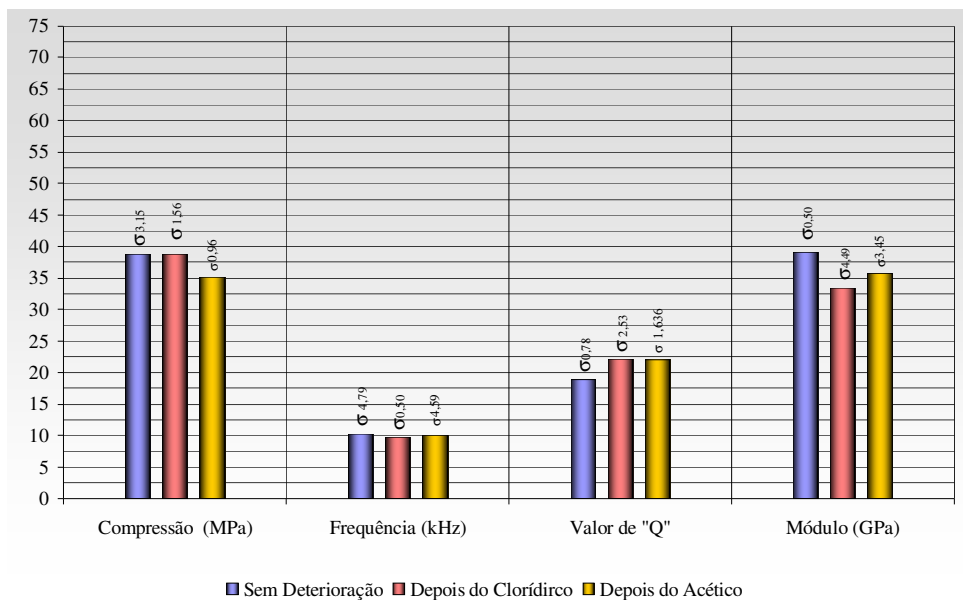


Gráfico 5-37 – Frequência natural, coeficiente de dispersão e módulo de elasticidade após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaiss 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química.

O módulo de elasticidade após 28 dias de cura dos concretos aos quais foram incorporados diferentes materiais é mostrado no GRÁF. 5.38. O módulo e o amortecimento detectaram a presença dos defeitos: ar incorporado e balão de ar. Isso provavelmente ocorreu em função desses defeitos serem mais leves. A frequência detectou apenas o ar incorporado.

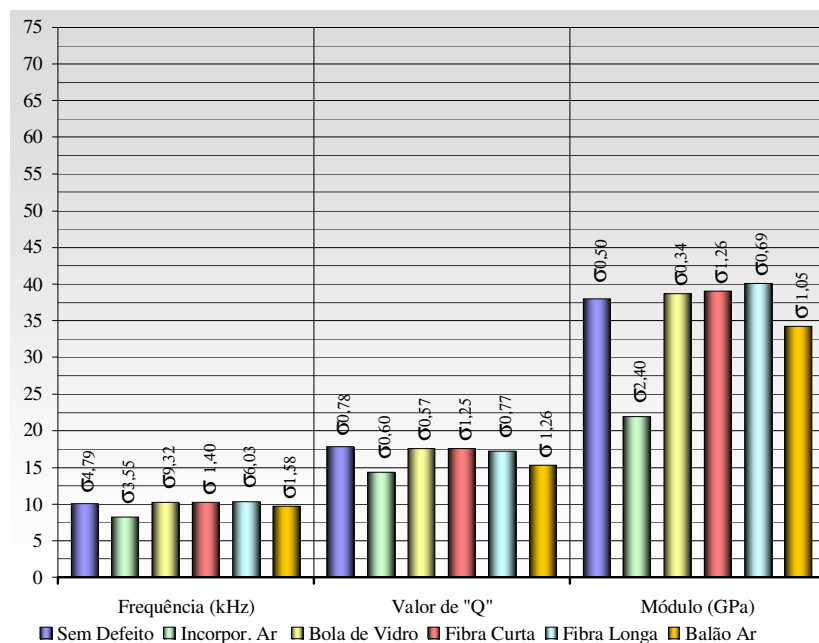


Gráfico 5-38 – Frequência natural, coeficiente de dispersão e módulo de elasticidade após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0, 5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.

5.8 Módulo de elasticidade estimado

Nos GRÁF. 5.39 a 5.42 são apresentados os valores estimados do módulo de elasticidade estático obtidos com base na equação 5.1 proposta pelo ACI *Building code* 318 (1992) para concretos com massa específica entre 1.442 e 2.483 kg/m³:

$$E_c = \rho^{1,5} 0,0428 f_{ck}^{1/2} \quad (5.1)$$

onde E_c é o módulo de deformação estático estimado em MPa, ρ massa específica em kg/m^3 e f_{ck} , a resistência à compressão aos 28 dias de cilindros normalizados (MPa). Não foi utilizada a equação 3.27 recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2004), pois é uma equação mais geral, que considera um valor médio da massa específica, o que inviabilizara a previsão nos casos dos concretos leves. No caso da argila expandida, a equação 5.1 leva apenas a uma aproximação grosseira, pois foi desenvolvida para agregados à base de quartzo. A utilização dessa equação para agregados calcários, a rigor, deveria ter uma correção, que não foi feita. No entanto, deve ser lembrado que esse tipo de equação é usado na prática corrente tanto para agregados de calcário como de gnaise. Em cada gráfico estão contidos os valores médios obtidos por frequência ressonante e os estimados pela equação 5.1.

Os dados mostram que para todas as situações, com exceção dos concretos submetidos à alta temperatura, a equação proposta pelo *ACI Building code 318* (1992) subestima o módulo de elasticidade, ou seja, os materiais são considerados menos rígidos. Apesar do módulo calculado pela *ACI Building code 318* ser apenas uma estimativa do módulo estático, esses dados estariam de acordo com os da literatura (ASTM C215, 2002, COUTINHO; GONÇALVES, 1994; METHA; MONTEIRO, 2008). Em algumas situações a divergência de valores chega a 46%, o que pode ter implicações tecnológico-financeiras significativas, uma vez que a rigidez de uma estrutura é dada pelo módulo multiplicado pelo momento de inércia (função da forma da peça). Observa-se que o módulo dinâmico do concreto com relação água-cimento de 0,4 é 23% maior que o estático estimado. Em todas as situações analisadas (com exceção da argila expandida e concretos deteriorados), o módulo dinâmico dos concretos com relação 0,5 é, em média, 35% maior que o estimado. No caso da argila expandida, o dinâmico é 60% maior. Isto estaria de acordo com os relatos de Metha e Monteiro (2008) e de Coutinho e Gonçalves (1994) para módulos estáticos obtidos experimentalmente: a diferença entre o módulo dinâmico e o estático é tanto maior quanto menor for a resistência do concreto. Segundo Almeida (2005), os valores recomendados pela NBR 6118 (ABNT, 2004) para as análises elásticas de projeto são mais baixos que os de módulo obtidos com ultra-som para concretos de baixa e média resistência (17% e 9%, respectivamente).

O fato do módulo estimado para os corpos-de-prova sujeitos a temperaturas elevadas ser mais alto não significa acurácia na medida. Provavelmente, o módulo dinâmico detectou

mudanças microestruturais provocadas pela temperatura que não afetaram significativamente a resistência e a massa das amostras.

Estes dados vão ao encontro da análise de Malhotra e Sivasundaram (1991), que relatam que vários pesquisadores tentam estabelecer relações empíricas entre o módulo de elasticidade dinâmico e a resistência do concreto. Algumas dessas correlações parecem depender do tipo específico de concreto investigado, mas é duvidoso que qualquer relação generalizada possa ser estabelecida.

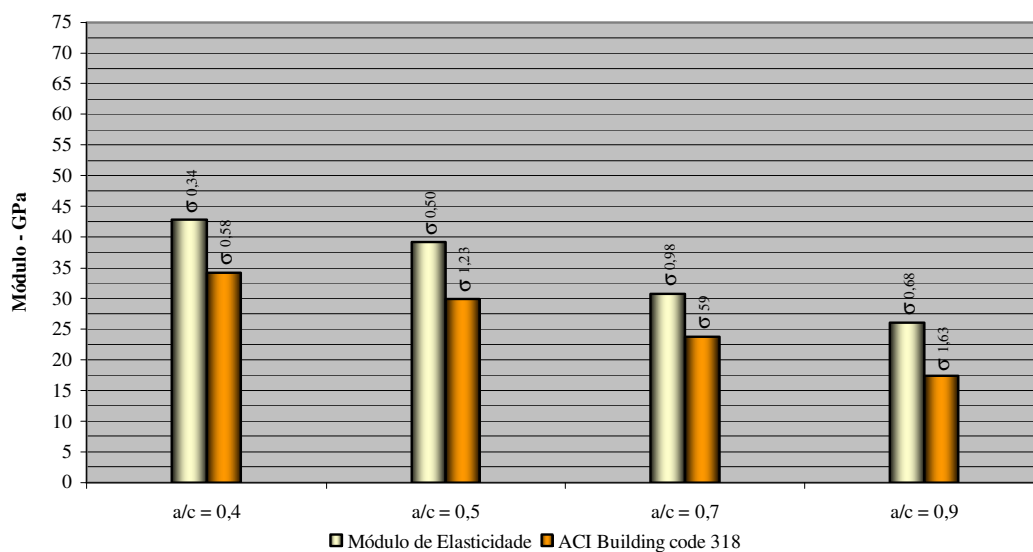


Gráfico 5-39 - Módulo de elasticidade dinâmico determinado pela frequência e módulo de elasticidade estático estimado pela ACI *Building code* 318 (1992) após 28 dias de cura e fabricados com relação água-cimento 0,4 ; 0,5; 0,7 e 0,9.

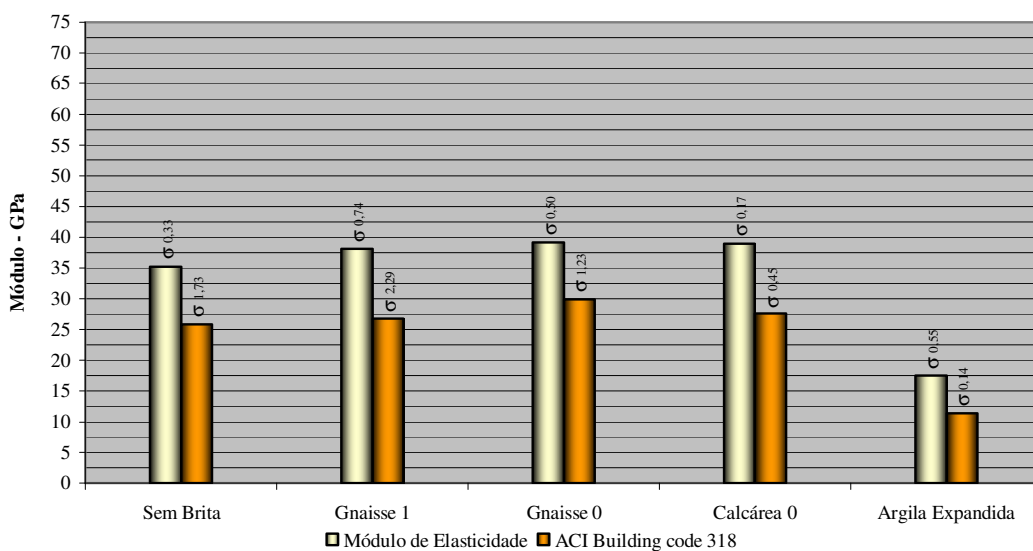


Gráfico 5-40 - Módulo de elasticidade dinâmico determinado pela frequência e módulo de elasticidade estático estimado pela ACI *Building code* 318 (1992) após 28 dias de cura e fabricados com sem brita, brita gnaiss 0 e 1, brita calcária 0 e argila expandida.

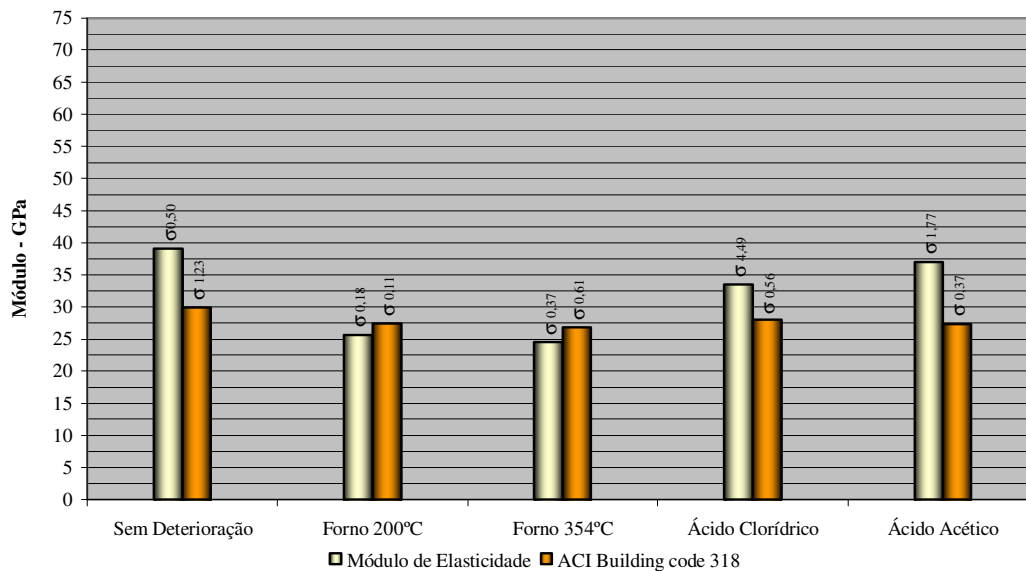


Gráfico 5-41 - Módulo de elasticidade dinâmico determinado pela frequência e módulo de elasticidade estático estimado pela ACI *Building code* 318 (1992) após 28 dias de cura e fabricados com areia natural, brita gnaiss 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química e ao calor.

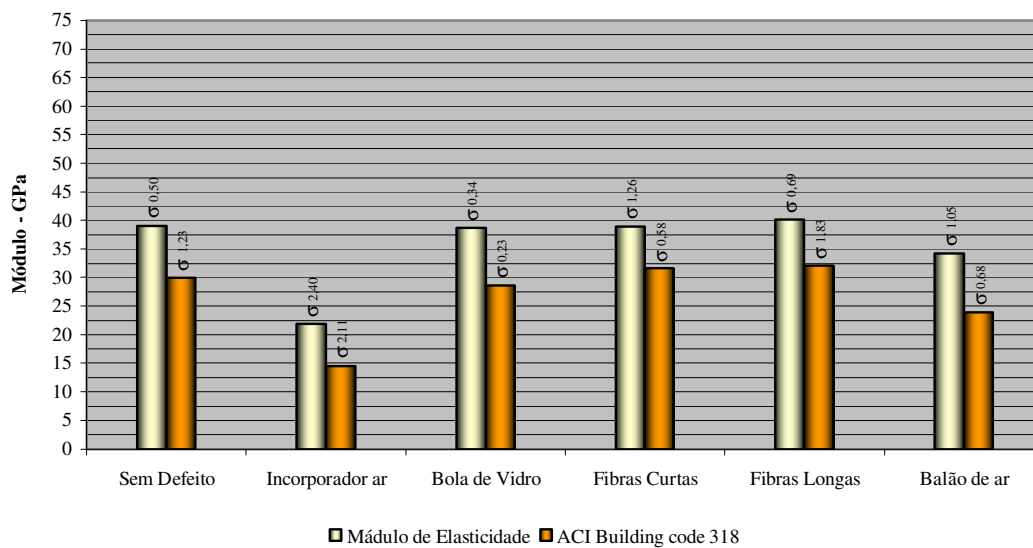


Gráfico 5-42 - Módulo de elasticidade dinâmico determinado pela frequência e módulo de elasticidade estático estimado pela ACI *Building code* 318 (1992) após 28 dias de cura e fabricados com areia natural, brita gnaiss 0 e relação água-cimento 0,5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.

Todos os efeitos analisados para frequência ressonante, coeficiente de amortecimento e módulo longitudinal podem ser visualizados comparativamente com a resistência mecânica nos GRÁF. 5.43 a 5.48, que agrupam os dados médios obtidos para cada grupo de estudo. Esses dados ressaltam que o módulo e a resistência não são afetados na mesma intensidade pela composição do concreto. Almeida (2005) concluiu que o módulo dinâmico obtido com ultra-som em prismas é maior que o estático, em torno de 14%, e não depende da resistência à compressão. Ou seja, estimar o módulo a partir da resistência não é adequado. A relação água-cimento parece afetar da mesma forma a resistência e o módulo, ou seja, a porosidade da matriz tem o mesmo efeito sobre essas propriedades. No entanto, a granulometria e a natureza do agregado afetam de forma diferente o módulo e a resistência, o que reforça o fato de que os mecanismos que regem a resistência são diferentes dos que afetam o módulo (ASHBY, 1996a; 1996b). Também a fissuração devida à ação de altas temperaturas e dos ácidos afeta de forma diferente a resistência e o módulo.

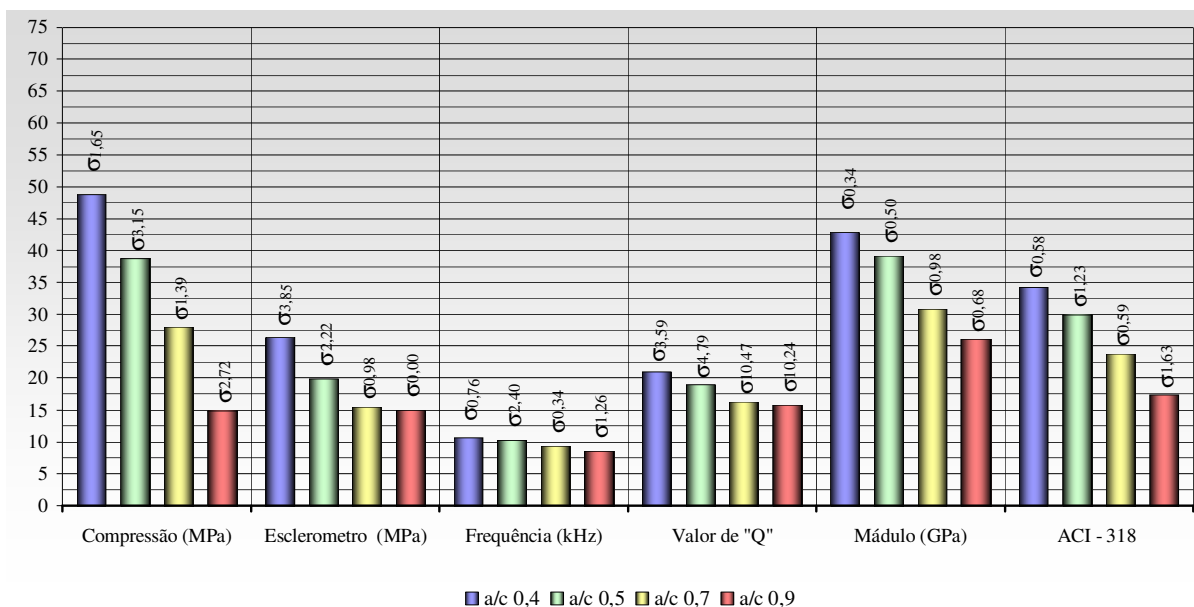


Gráfico 5-43 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de amortecimento, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos fabricados com relação água-cimento 0,4 ; 0,5; 0,7e 0,9.

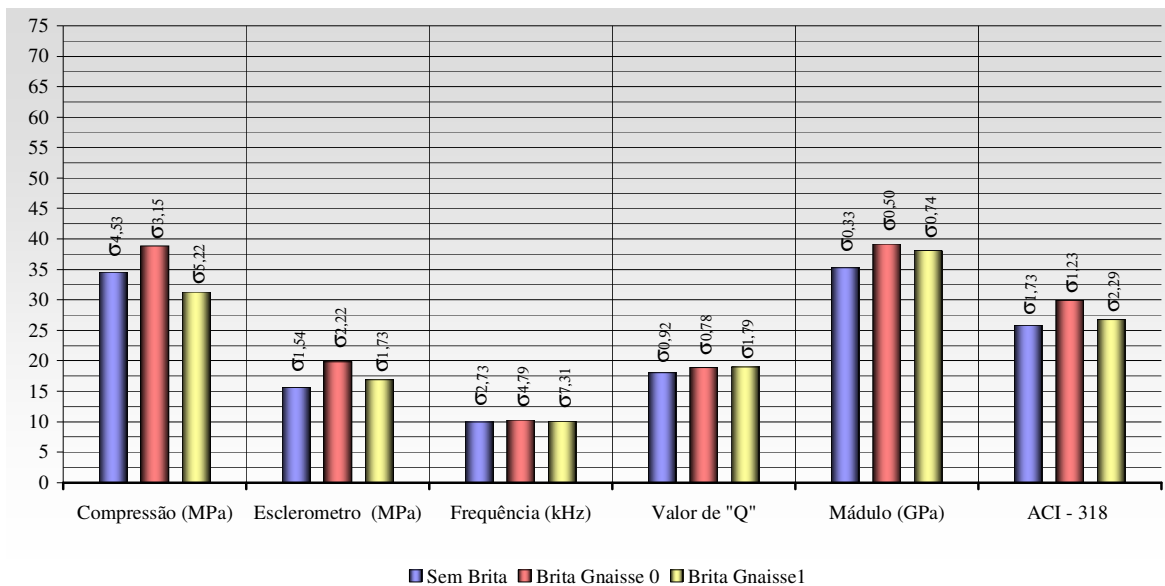


Gráfico 5-44 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de amortecimento, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos fabricados com agregados de diferentes granulometrias.

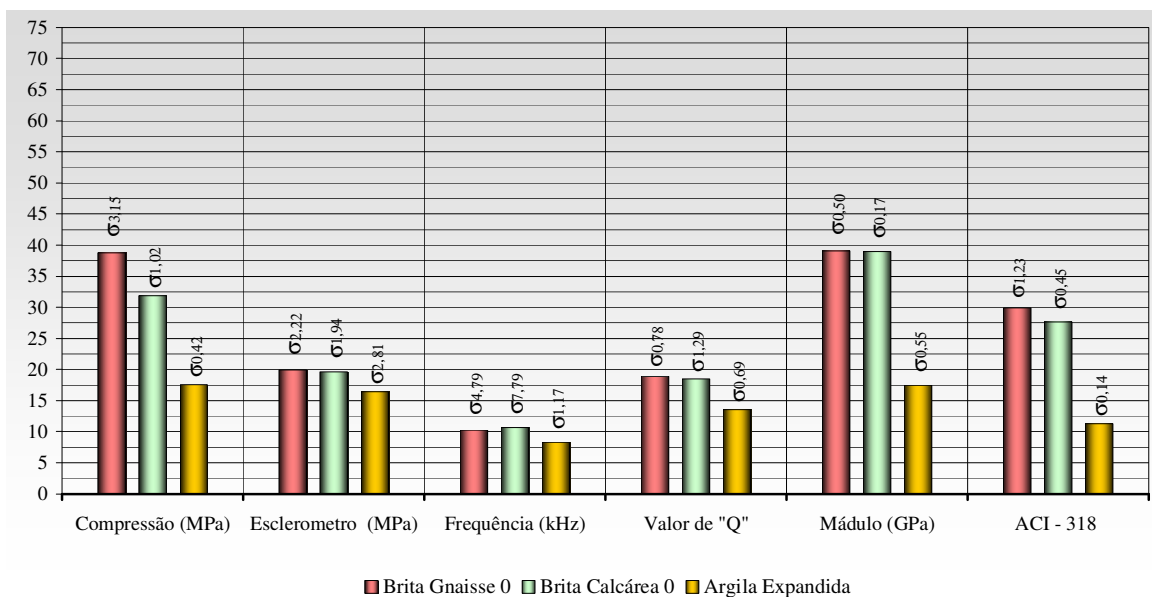


Gráfico 5-45 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de amortecimento, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos fabricados com agregados de diferentes naturezas.

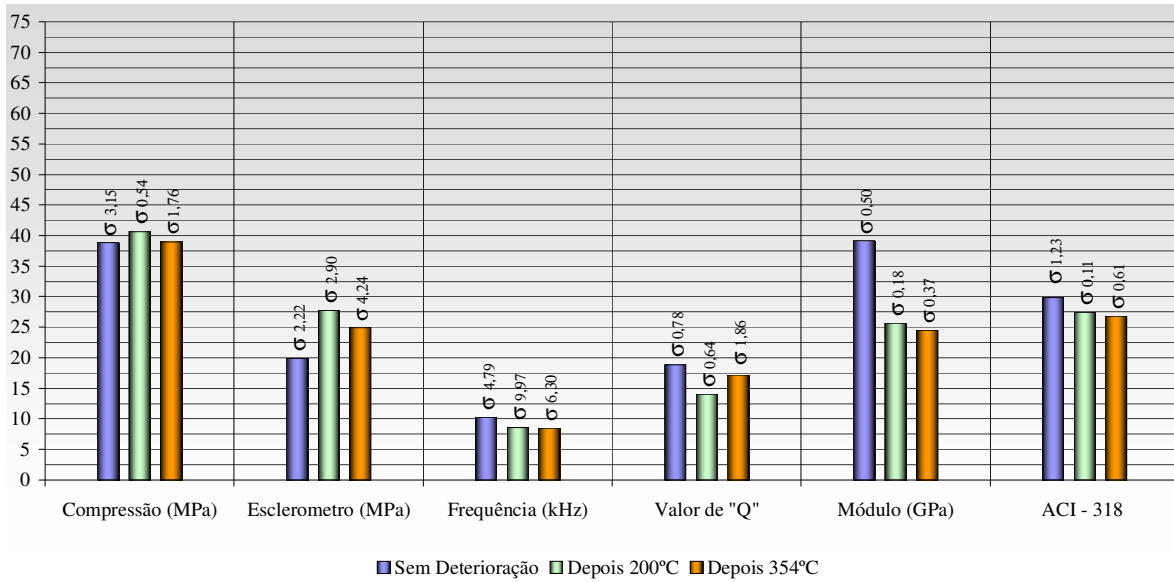


Gráfico 5-46 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de amortecimento, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos ao calor .

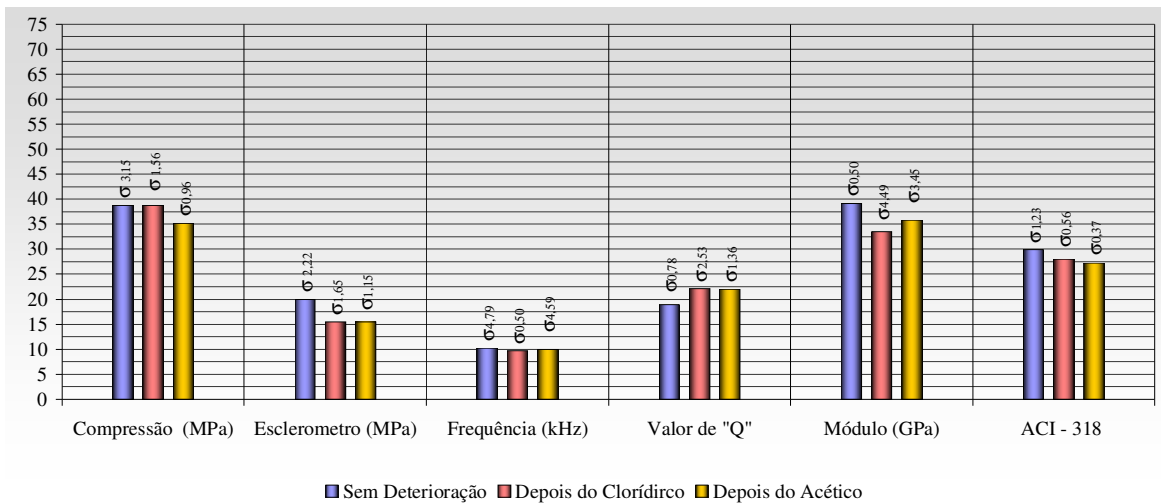


Gráfico 5-47 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de amortecimento, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5 submetidos à deterioração química.

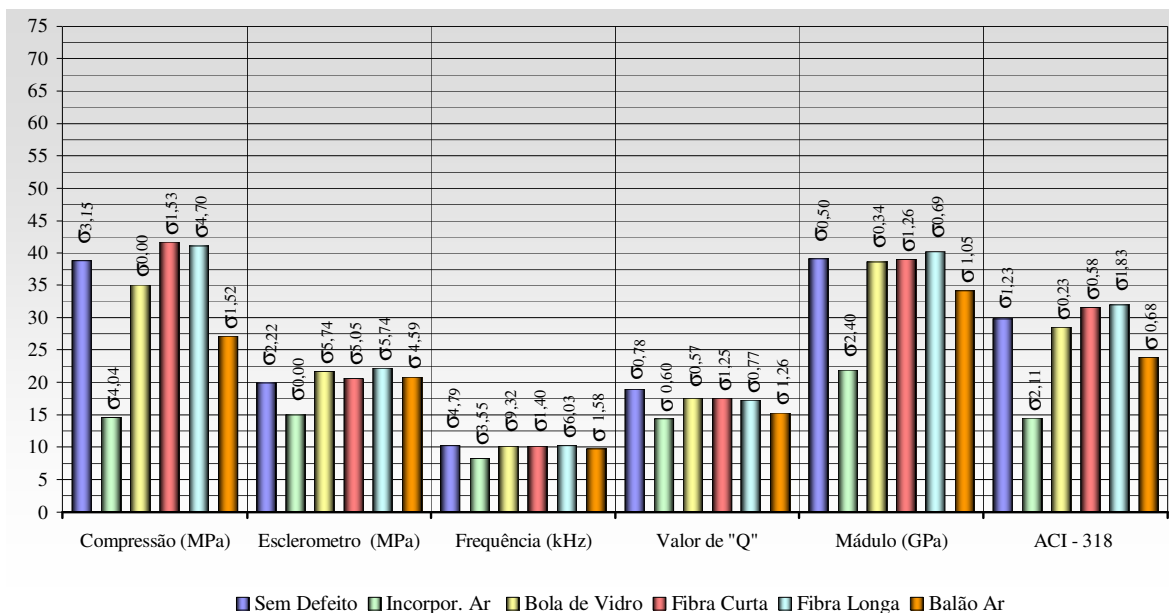


Gráfico 5-48 – Resistência à compressão, frequência natural, coeficiente de amortecimento, módulo de elasticidade medidos e módulo de elasticidade estimado após 28 dias de cura dos concretos confeccionados com areia natural, brita gnaiss 0 e relação água-cimento 0,5 aos quais foram incorporados diferentes materiais.

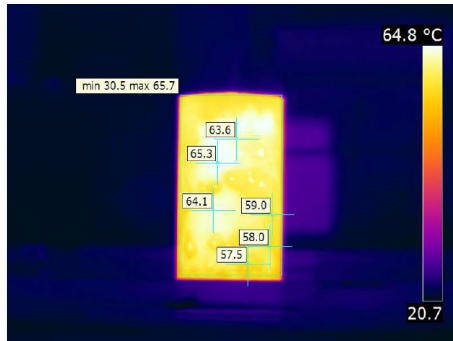
5.9 Imagens termográficas

A partir das imagens termográficas e informações armazenadas na câmera, foram gerados relatórios, como o exemplificado na FIG. 5.3, utilizando o *software ThermaCAM™ QuickReport © Flir Systems, 2007*. O *software*, além de analisar, tratar, e classificar permite alterar os parâmetros de uma imagem. Esses parâmetros afetam a radiação de infravermelhos medidos pela câmera (CLARK; MCCANN; FORDE, 2003).



Relatório de análise

Data do relatório	8/11/2008		
Empresa	Flir Sistens	Cliente	Universidade Federal de Minas Gerais - UFMG
Endereço	Belo Horizonte	Endereço do site	Avenida do Contorno
Operador de termografia	Jorge	Pessoa a contactar	Rosemary Sales



Parâmetros da imagem e do objecto		Comentário de texto
Modelo de câmara	FLIR ThermaCAM P640	
Data da imagem	2008:08:02 11:33:35	
Nome da imagem	258-R água p.jpg	
Emissividade	0,95	
Temperatura reflectida	20,0 °C	
Distância do objecto	1,0 m	

Descrição
<p>Fonte de calor - água quente. Tempo - 2 horas. Material - CP fabricado com areia natural, brita gnaise 0, a/c 0,5, cimento CP-V. Falhas introduzidas - 2 balões de ar.</p> <p>Análise da Imagem - Áreas mais quentes indicam provavelmente as falhas.</p>

Figura 5-3– Relatório da imagem termográfica.

Em função do pouco tempo disponível para uso da câmara e do *software* de tratamento dos dados termográficos, optou-se por estudar apenas a potencialidade do método para a caracterização do concreto. Na FIG. 5.4 é apresentado um dos termogramas obtidos durante a vibração dos corpos-de-prova. Em nenhum dos ensaios foi captado aquecimento no corpo-de-prova devido à vibração imposta. Provavelmente, isto ocorreu devido ao tamanho da amostra utilizada. Nos poucos ensaios descritos na literatura, são

empregadas amostras de alumínio de 0,05 pol. de espessura (SHEPARD; AHMED; LHOTA, 2004; WIGGENHAUSER, 2002). Sendo assim, optou-se por estudar concretos submetidos a aquecimento em forno, por imersão em água quente, exposição ao sol/aquecedor elétrico e refrigeração.

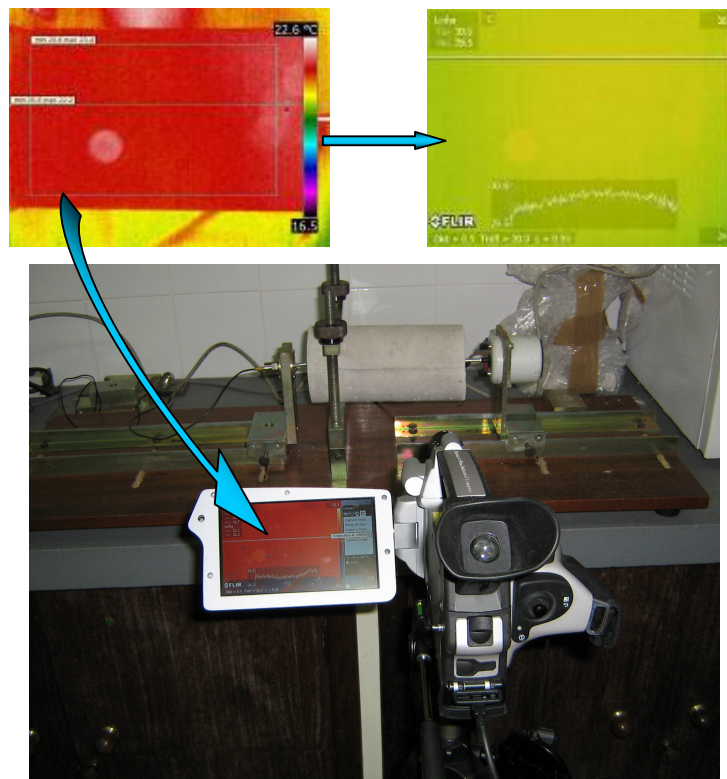


Figura 5-4– Corpo-de-prova fabricado com areia natural, brita gnaiss 0, relação água-cimento 0,5, no qual foi incorporado balão de ar e submetido a frequências de 15.000 Hz.

Na FIG. 5.5, podem ser visualizados os termogramas obtidos de um dos corpos-de-prova analisado (frente e costas), contendo dois balões de ar e apresentando regiões mais úmidas, após aquecimento em água quente. As imagens mostradas foram obtidas diretamente da câmera e foram tratadas pelo programa específico. Verifica-se que, a partir do termograma, é possível detectar claramente os pontos úmidos e duas regiões com temperaturas mais altas. Essas regiões se localizam sobre o volume onde se encontram os balões de ar, como pode ser visto no corpo-de-prova rompido (FIG. 5.6).

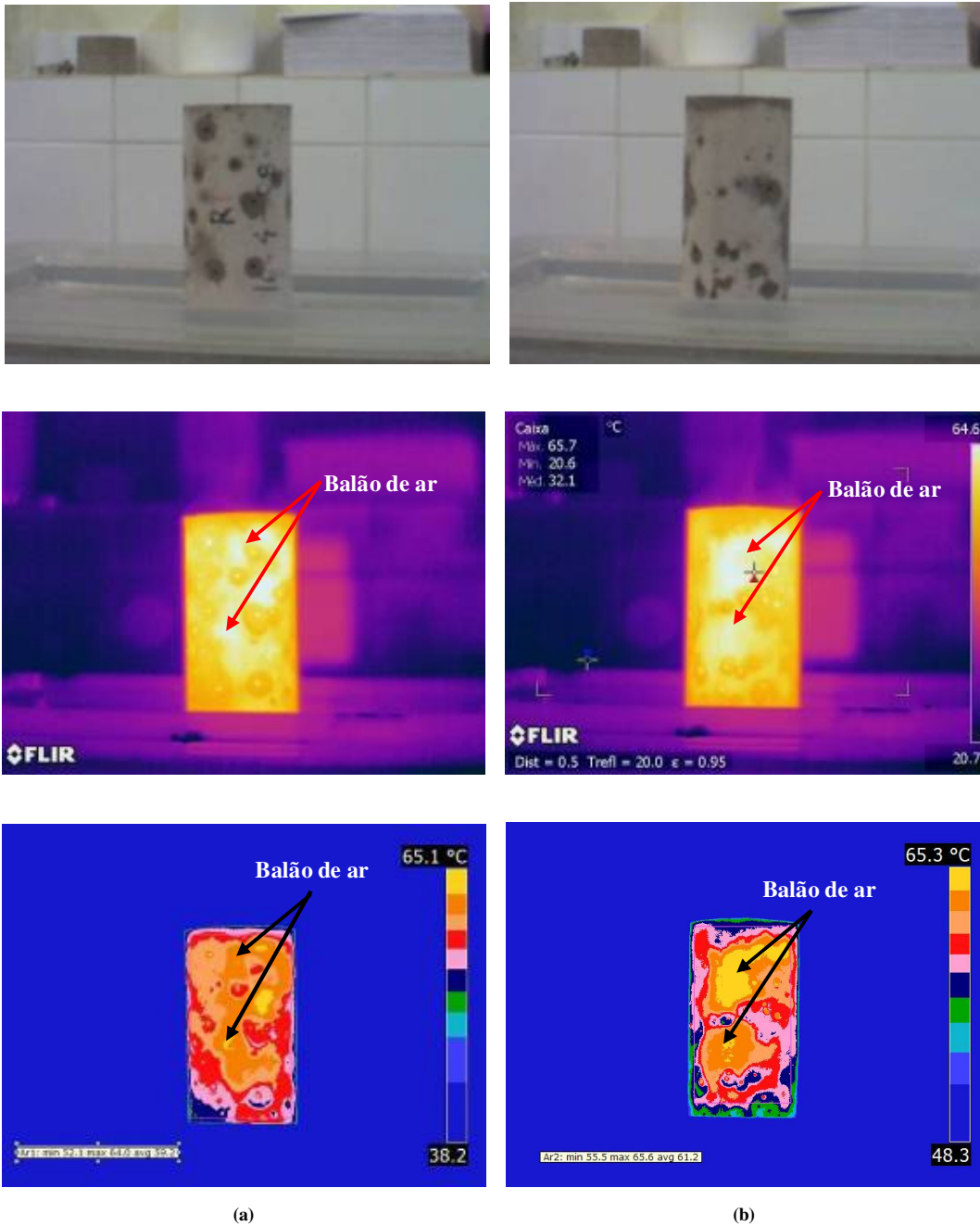


Figura 5-5- Termograma de corpo-de-prova fabricado com areia natural, brita gnaiss 0, relação água-cimento 0,5, no qual foi incorporado balão de ar e aquecido em água quente por duas horas: (a) vista frontal, (b) vista posterior.

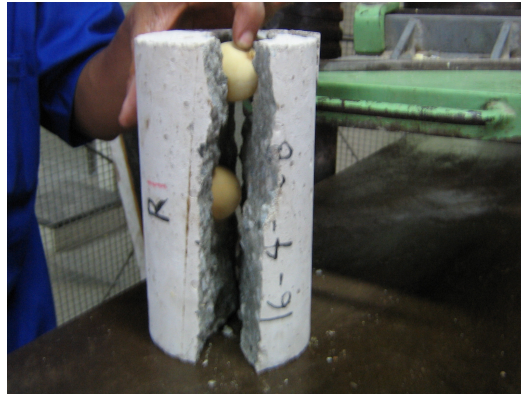
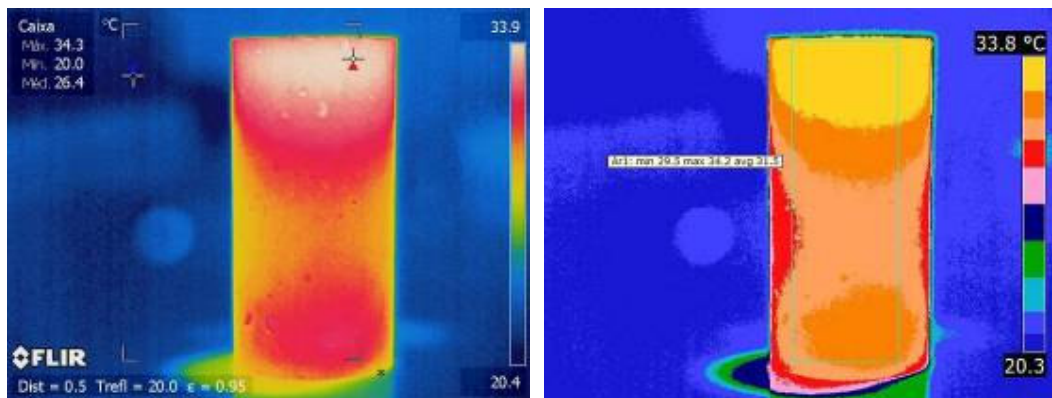
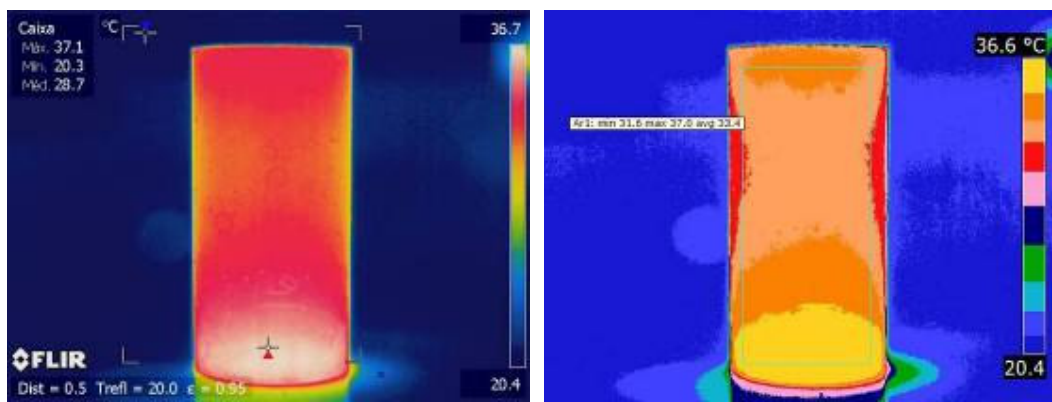


Figura 5-6– Corpo-de-prova rompido contendo balão de ar.

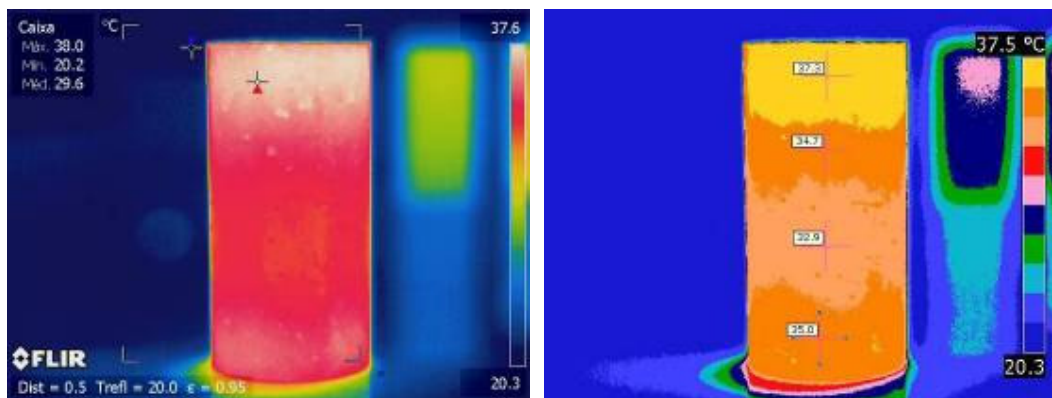
Da mesma forma, na FIG. 5.7 são apresentadas as imagens de corpos-de-prova nos quais foram incorporados balões de ar, fibras longas, bolas de vidro e aquecidos em forno de mufla por duas horas. Como se pode observar, a distribuição de temperatura é diferente nas três situações, ou seja, a termografia é sensível à presença de heterogeneidades do concreto. É difícil analisar as extremidades dos corpos-de-prova, pois a retirada do forno provavelmente interferiu na temperatura dos extremos. A existência dos balões de ar novamente é facilmente detectada. No caso das bolas de vidro, a distribuição é mais homogênea, provavelmente devido ao fato de estarem distribuídas em todo o corpo-de-prova ou pelo fato do vidro ter natureza química mais ao concreto (FIG. 5.8).



(Balão de ar)



(Fibras longas)



(Bolas de vidro)

Figura 5-7- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaíse 0, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporadas imperfeições, e aquecidos em forno de *mufla* por duas horas.



Figura 5-8– Corpo-de-prova rompido contendo bolas de vidro.

A FIG. 5.9 ilustra a perda de calor do concreto devido à ação de temperaturas mais baixas. Nos corpos-de-prova fabricados com areia natural, relação água-cimento 0,5, foram incorporados argila expandida, só agregado miúdo (sem brita), brita gnaisse 1 e resfriado em geladeira no período de 14 a 16 horas. Observa-se claramente que a termografia tem potencialidades para detectar a natureza e granulometria dos agregados incorporados.

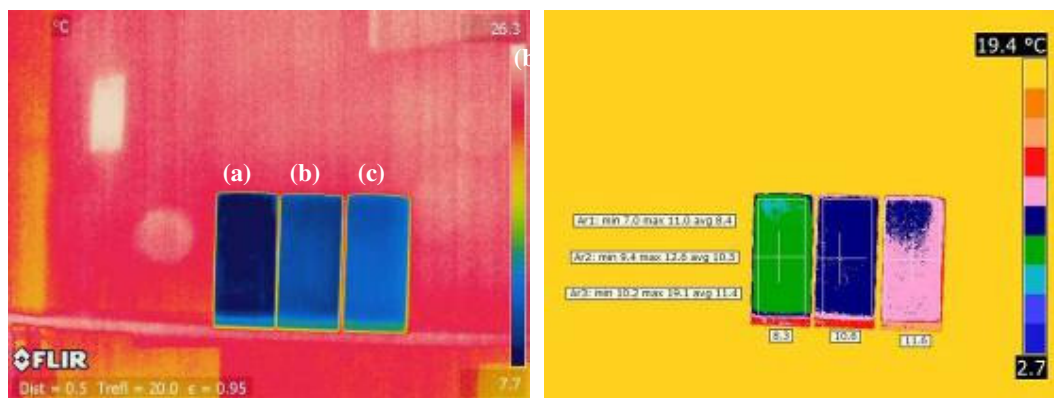


Figura 5-9- Termograma de corpos-de-prova fabricados com areia natural, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporadas (a) argila expandida, (b) sem brita (c) brita gnaisse 1 e resfriado em geladeiras no período de 14 a 16 horas.

A exposição dos corpos-de-prova ao calor de um aquecedor elétrico permite identificar distribuições de temperatura diferentes associadas a constituintes distintos no concreto no qual foram incorporadas fibras longas, bola de vidro, balão de ar e fibras curtas (FIG. 5.10).

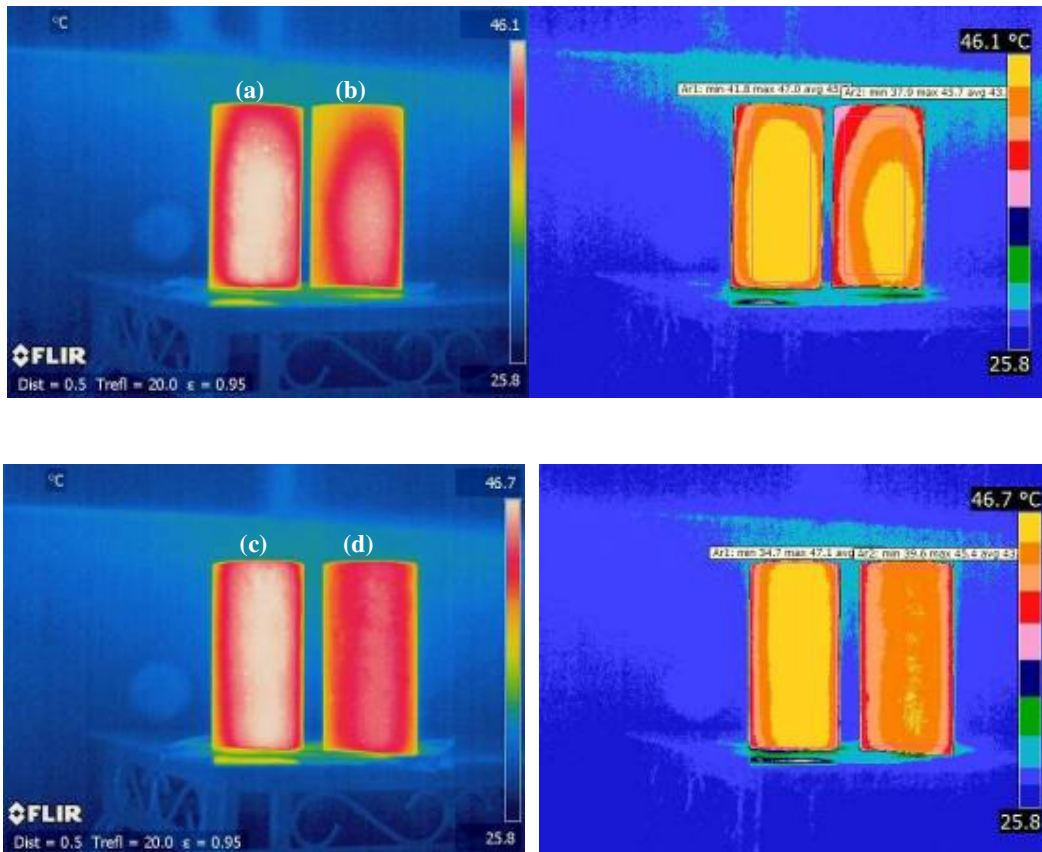


Figura 5-10- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaiss 0, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporados (a) fibras longas (b) bola de vidro (c) balão de ar (d) fibras curtas, e exposto a aquecimento elétrico no período de 14 a 16 horas.

As imagens obtidas com aquecimento por exposição à radiação solar estão representadas na FIG. 5.11. Mais uma vez se identifica que a termografia é capaz de detectar modificações na macroestrutura do concreto: presença de alto teor de ar e perda de massa devido à ação da temperatura de 354°C. A uniformidade da distribuição de temperatura ao longo das amostras estaria relacionada à homogeneidade do composto.

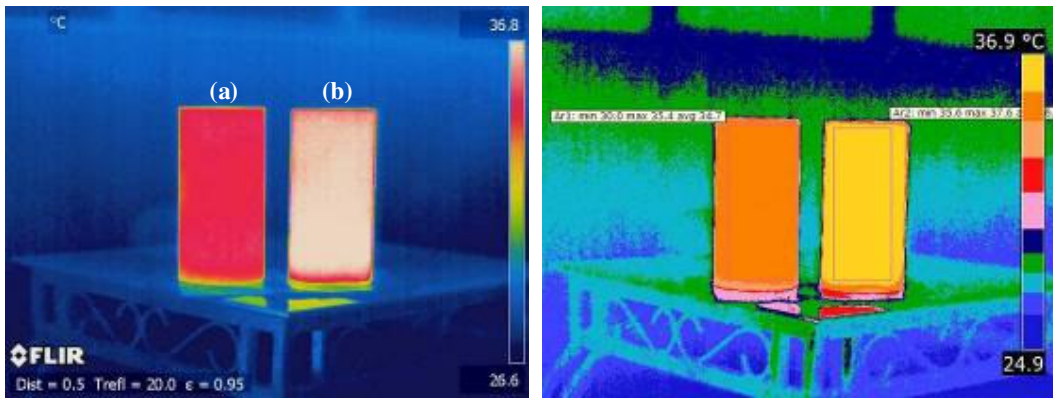


Figura 5-11- Termograma de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, no qual foi adicionado (a) incorporador de ar (b) deteriorado a 354°C, e exposto à radiação solar no período de 14 a 16 horas.

Na FIG. 5.12 são apresentadas as imagens termográficas dos concretos aos quais foram incorporadas fibras longas e bolas de vidro. Nota-se que após cinco horas de exposição ao sol as diferenças de temperatura na superfície dos corpos-de-prova permanecem. Ou seja, não ocorreu a saturação. Os pontos mais quentes no corpo-de-prova (a) podem ser atribuídos ao fato de uma das barras de aço estar mais próxima da superfície do concreto (FIG. 5.13), indicando que falhas superficiais são mais fáceis de serem identificadas.

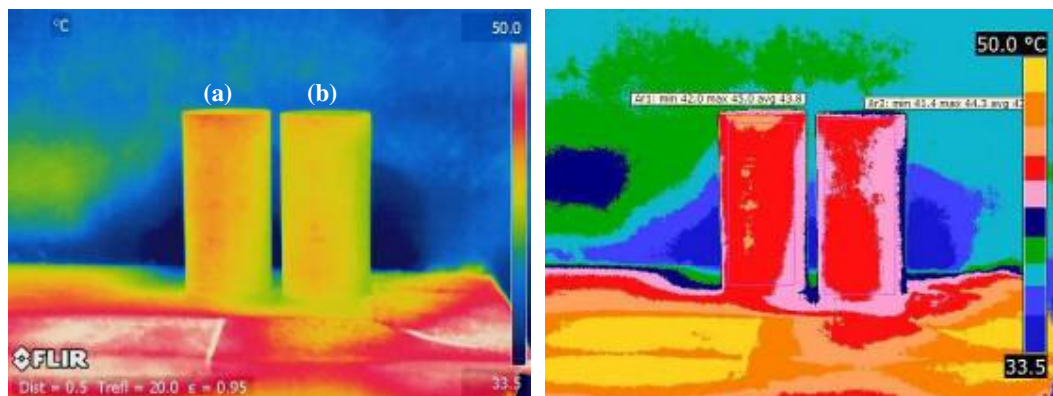


Figura 5-12- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,5, nos quais foram incorporadas (a) fibras longas (b) bola de vidro, e expostos à radiação solar no período de 8 a 14:30 horas.



Figura 5-13– Corpo-de-prova rompido contendo fibras longas.

As amostras submetidas à deterioração por ação de ácido e temperaturas elevadas (FIG. 5.14) apresentaram termogramas nos quais facilmente se identificam regiões de diferentes temperaturas. Essas diferenças refletem provavelmente os volumes em que ocorreu perda de massa.

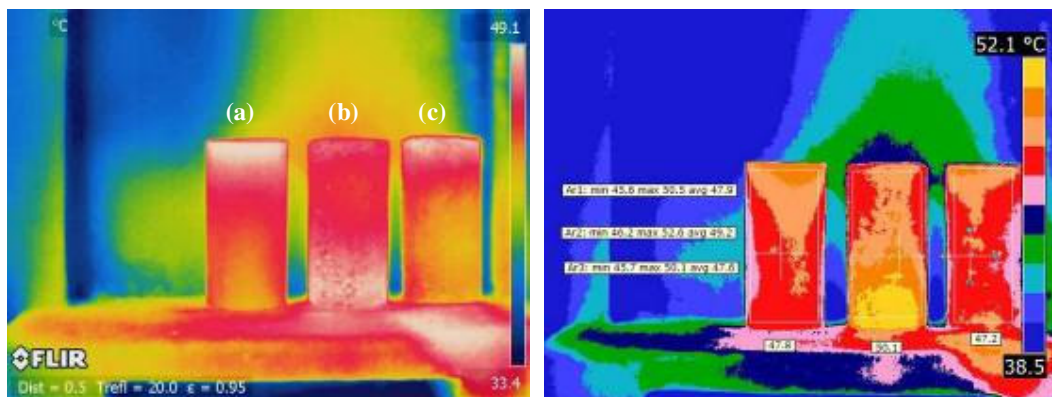
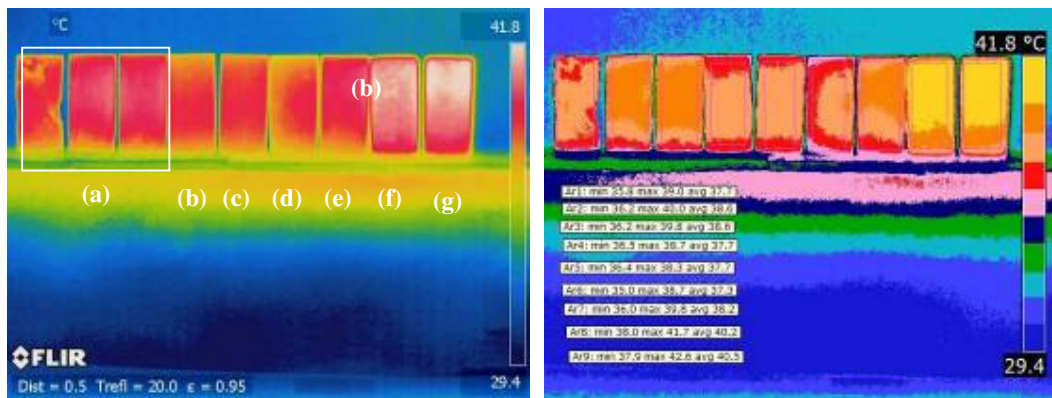
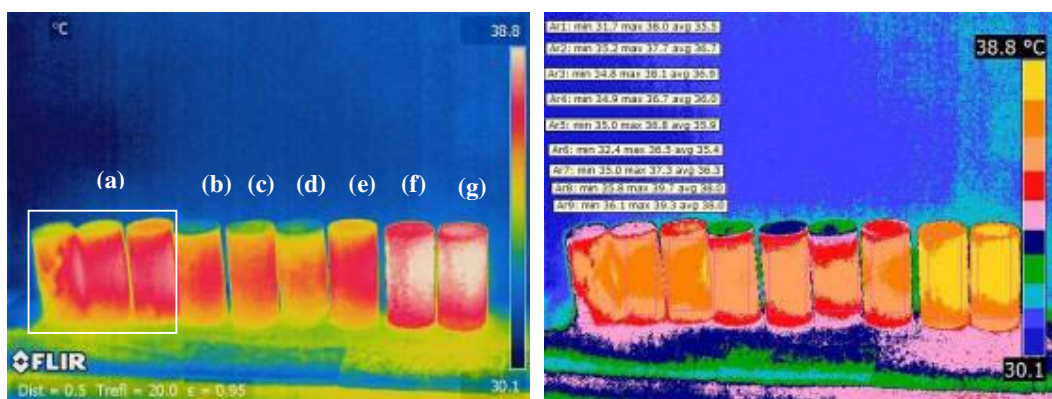


Figura 5-14- Termogramas de corpos-de-prova fabricados com areia natural, brita gnaiss 0, relação água-cimento 0,5, (a) deteriorado 354°C (b) deteriorado com HCL (c) deteriorado com $C_2H_4O_2$, exposto à radiação solar no período de 8 a 14:30 horas.

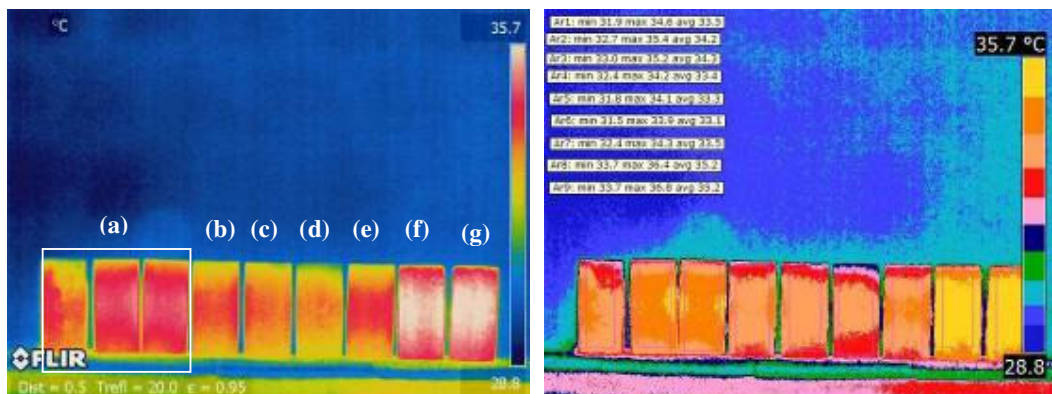
As figuras a seguir permitem acompanhar o resfriamento de corpos-de-prova com diferentes constituintes e defeitos após insolação de oito horas. A perda de calor por resfriamento permite visualiza imagens mais reveladoras que das amostras aquecidas. Além disso, as imagens dos corpos-de-prova sujeitos a três diferentes níveis de tensão indicam a potencialidade do método de termografia para identificação de trincas (METHA; MONTEIRO, 2008).



(Início do resfriamento)



(30 minutos de resfriamento)



(60 minutos de resfriamento)

Figura 5-15- Termogramas de corpos-de-prova com resfriamento de 30 e 60 minutos (a) brita calcária 0 e submetidos a diferentes carregamentos, (b) brita gnaiss 1 (c) sem brita (d) argila expandida (e) deteriorada 200°C (f) deteriorada com HCL (g) deteriorado com $C_2H_4O_2$ e exposto a oito horas de radiação solar resfriado na sombra.

Foi possível detectar, com a exposição ao sol, diferenças que variaram de 2,3 a 12,0°C. Usando água quente, as diferenças foram de até 40 °C em um mesmo corpo-de-prova. No estudo de Clark, Mccann e Forde (2003) sobre a análise da estrutura de uma ponte, verificou-se diferença de 0,2 a 0,3°C entre uma região perfeita e uma com defeitos.

De acordo com Weil (1991), o melhor contraste térmico é obtido duas a três horas após o nascer ou o pôr-do-sol, pois o calor deve fluir de/ou para o concreto, fato que foi confirmado por um experimento no qual foi feito o termograma de um muro (FIG. 5.16). Pode-se identificar claramente os diferentes elementos que compõem a estrutura do muro. No entanto, devido ao tempo restrito de concessão de uso do equipamento, não foi possível realizar novos os testes.

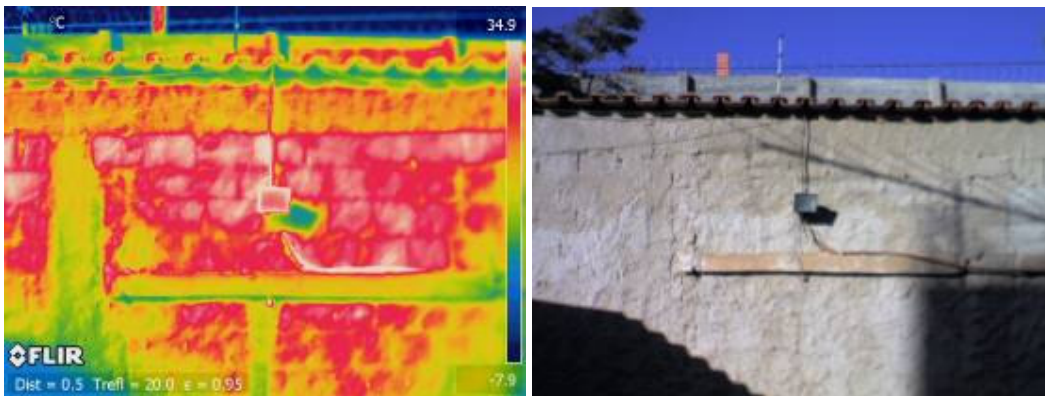


Figura 5-16- Termogramas de um muro feita às oito horas da manhã.

6 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos indicam que:

- O uso do *software* de gerenciamento de projetos *MS – Project* para planejamento dos experimentos constitui-se em poderosa ferramenta para controle e otimização de trabalhos experimentais que envolvam elevado número de corpos-de-prova e ensaios.
- A dispersão nos ensaios de resistência à compressão é grande, em consonância com o relatado na literatura, o que compromete a estimativa do módulo de elasticidade a partir do próprio ensaio ou utilizando equações empíricas que relacionam a resistência e o módulo.
- A resistência à compressão é muito sensível à relação água/cimento, à idade do concreto e à presença de materiais leves; varia com a natureza, granulometria e provavelmente com a distribuição do agregado; no entanto, é difícil identificar a influência isolada dessas variáveis. Por outro lado, a resistência não detecta a existência do teor moderado de fibras longas e curtas e nem sempre é sensível à perda de massa de corpos submetidos a aquecimentos a 200 e 354°C ou à ação do ácido acético e clorídrico.
- A esclerometria subestima em até 50% a resistência à compressão do concreto, com exceção dos concretos fabricados com argila expandida e incorporador de ar, para os quais fornece resultados compatíveis; o ensaio nem sempre descreve de forma similar à resistência à compressão, a influência da relação água-cimento, da granulometria do agregado e da ação de altas temperaturas e de ácidos.
- O módulo de *Young* determinado por frequência ressonante forçada longitudinal é capaz de descrever a rigidez dos materiais, desde que obedecidas as relações de forma.
- O ensaio de frequência ressonante no modo longitudinal é de grande repetibilidade, o que, associado às informações da literatura, o indica como mais adequado que o de resistência à compressão axial para determinação do módulo de elasticidade do concreto.

- Os ensaios de frequência ressonante forçada são métodos bastante sensíveis a alterações na estrutura interna e aos defeitos do concreto.
- O módulo obtido por ressonância forçada é mais sensível aos constituintes, à presença de defeitos e deteriorações do concreto que a frequência natural.
- O módulo de elasticidade e a resistência á compressão não são afetados na mesma intensidade pela composição do concreto. Sendo assim, a estimativa do módulo a partir do valor de resistência apresenta limitações. No entanto, é bem provável que equações determinadas a partir de valores de módulo de elasticidade e resistência obtidos em um mesmo corpo conduzam a resultados mais precisos.
- Os ensaios de frequência ressonante forçada poderiam ser utilizados com segurança para a determinação do módulo de *Young* do concreto e acompanhamento de sua durabilidade.
- Não foi possível identificar a potencialidade do coeficiente de amortecimento para o estudo do concreto.
- A equação proposta pelo *ACI Building code 318 (1992)* subestima, em casos em que o concreto não for sujeito a temperaturas altas, o módulo de elasticidade do concreto. Em algumas situações, a divergência de valores chega a 30%. Tal fato pode ter implicações tecnológico-financeiras significativas no cálculo estrutural.
- Imagens termográficas obtidas permitem que se faça uma avaliação qualitativa do grau de deterioração do concreto, assim como de seus constituintes, defeitos e graus de fissuração.
- A termografia apresenta potencial para ser usada no controle tecnológico do concreto.
- Apesar da baixa condutividade dos concretos, foi possível detectar diferenças de temperaturas de até 40 °C em um mesmo corpo-de-prova aquecido por imersão em água quente e de até 12,0°C em concretos aquecidos ao sol.

7 SUGESTÃO PARA FUTUROS TRABALHOS

Com base na análise dos dados obtidos, sugerem-se os seguintes temas para trabalhos futuros:

- estudo da influência do teor de agregados e consumo de cimento na frequência ressonante e módulo de elasticidade dinâmico;
- estudo da relação entre módulo de elasticidade dinâmico e estático para concretos com diferentes constituintes;
- utilização da frequência ressonante para acompanhamento do grau de fissuração dos concretos;
- estudo da relação microestrutura-resistência-módulo dinâmico em concretos sujeitos a altas temperaturas;
- estudo da vibrotermografia aplicada aos concretos;
- termografia de concretos para detectar a porosidade da matriz e teor de agregados;
- estudo sistemático da influência da profundidade dos defeitos nas imagens termográficas obtidas;
- estudo sistemático do resfriamento de diferentes concretos utilizando termografia.
- Estudo da correlação entre módulo de elasticidade dinâmico obtidos por ultrassom e frequência ressonante.

8 ABSTRACT

The performance of the materials manufactured with cement “Portland” based is usually evaluated by the breakdown tension under compressive loads, elasticity and porosity modulus. The “Young” modulus is usually determined by compressive tests, with results showing large dispersions. Non destructive test of impact method (Schmidt impact hammers) and ultra-sonic has been used to evaluate the compressive strength, monitoring and diagnosing possible anomaly in concrete structures and samples. With the acquisition and data processing signals technology advances the thermography and resonate frequency tests can be used to study of the materials, although, these studies are mostly focus on metals properties. This research basically evaluates the use of forced longitudinal resonance methodology as an instrument to determine the elastic modulus, characteristics and evaluation of integrity of “Portland” cement compound. Besides, is evaluated the potentiality of thermography technique to characterize mechanical properties of concretes. Therefore, resonant frequency and thermography tests were conducted with rigid 15x20cm concrete cylinder specimens at different ages, with water-cement factor range from 0.4 to 0.9 with aggregates of different granulometry. Imperfections were introduced to some specimens and other were submitted to high temperatures and acid agents. Also were accomplished essays of compression-resistance and of impact. The results show how the natural frequency, elasticity modulus and thermography are sensitive to the presence of damages and to different constituents of the concrete, making this technique a powerful tool to control the concrete stability during lifetime. The result also shows how the forced longitudinal resonance is an effective method to determine “young” modulus of concrete.

Keywords: concrete, elasticity modulus, natural frequency, essay resonance frequency, thermography.

9 REFERÊNCIAS

ABRAMS, D. A. Design of Concrete Mixtures. Structural Materials Research Laboratory. Chicago. 1918. (Lewis Institute Bulletin, 1)

AGUILAR, M.T.P. *et al.* Análise da capacidade de deformação do concreto: Módulo de Young X Módulo de deformação. *In: XVII CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA E CIÊNCIA DOS MATERIAIS. Anais do CBECiMat*, Foz do Iguaçu, Paraná Nov. 2006.

AGUILAR, M.T.P. *et al.* Estudo do desenvolvimento de argamassas de revestimento Fabricadas com Sílica ativa e escória. *Revista Metalurgia & Materiais*, v.59, n.534, jun 2003.

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.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **ACI 228.1R-03**, “In-Place Methods to Estimate Concrete Strength”, Detroit, 2003.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Building Code Requirements for Reinforced Concrete: reported by ACI Committee 318. *In: ACI Manual of concrete Practice*. Detroit, Part. 3, 1992.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 215**. Standard test method for fundamental transverse, longitudinal, and torsional resonant frequencies of concrete specimens. ASTM Committee C09 on Concrete and concrete Aggregates, 2002.

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.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT. **NBR 12655**: concreto de cimento *Portland*, preparo, controle e recebimento: procedimento: Rio de Janeiro, 2005a.

___ **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto: Rio de Janeiro, 2003a.

___ **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: procedimentos: Rio de Janeiro, 2004.

___ **NBR 7211**: Agregado para concreto - Especificações: Rio de Janeiro, 2005b.

___ **NBR 7211**: Agregado para concreto: Rio de Janeiro, 1983a.

___ **NBR 7215:** Cimento *Portland* - Determinação da resistência à compressão: Rio de Janeiro, 1996a.

___ **NBR 7218:** agregados: Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis. Rio de Janeiro, 1987a.

___ **NBR 7809:** Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro. Rio de Janeiro, 1983b.

___ **NBR 8522:** Concreto – Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação. Rio de Janeiro, 2003.

___ **NBR 9776:** Agregados: Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman. Rio de Janeiro, 1987b.

___ **NBR 9938:** Agregados: Determinação do da resistência ao esmagamento de agregados graúdos. Rio de Janeiro, 1987c.

___ **NBR NM 248:** Agregados: Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003b.

___ **NBR NM 27:** Agregados: Redução da amostra de campo para ensaio de laborat Rio de Janeiro, 2001a.

___ **NBR NM 46:** Agregados: Determinação do teor de materiais pulverulentos. Rio de Janeiro, 2006.

___ **NBR NM 49:** Agregado fino: Determinação de impurezas orgânicas. Rio de Janeiro, 2001b.

___ **NBR NM 51:** Agregado graúdo: Ensaio de abrasão “*Los Angeles*”. Rio de Janeiro, 2000.

___ **NBR NM 53:** Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003c.

___ **NBR NM 67:** Concreto: Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

___ **NBR NM 78:** Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo e3xclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1996b.

BALLARIN, A. W.; NOGUEIRA M. Determinação do Módulo de elasticidade da madeira juvenil e adulta de *Pinus taeda* por ultra-som. **Eng Agríc**, Jaboticabal, v.25, n.1, p.19-28, jan./abr 2005.

BEEK, A.V. **Dielectric properties of young concrete.** Non-destructive dielectric sensor for monitoring the strength development of young concrete; Thesis - Delft University Press Amsterdam Holanda, 2000.

BELO, I.M.; PENNER, E. Avaliação das propriedades estáticas e dinâmicas de vigas de concreto armado. 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, **Anais...**, Belo horizonte. Meio digital. 2002.

BERGAMASCHI, J.M. **Ataque ácido à argamassa de cimento comum e com escória: um estudo cinético e gravimétrico de degradação**. Dissertação (mestrado) Instituto de Química. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2007.

BEZERRA, A.C.S.; AGUILAR, M.T.P.; CETLIN, P.R. **Influência do capeamento nos resultados do ensaio de resistência à compressão em concretos**. Anais do 50º Congresso Brasileiro do Concreto. CBC 2008.

BEZERRA, A.C.S. **Influência das variáveis de ensaio nos resultados de resistência à compressão de concretos: uma análise experimental e computacional**. Dissertação (mestrado), Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em construção civil da Universidade Federal de Minas Gerais. 2007.

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.

BRANCO, F.A.; SANTOS, J.R. **Avaliação da espessura degradada em estruturas de betão sujeitas à acção do fogo**. (FBTEST), 2000.

BRITISH STANDARD INSTITUTION, **BS 1881: Part 201**, Guide to the use of nondestructive methods of test for hardened concrete: London. 1986a.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION, **BS 1881: Part 202**, Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer, London, 1986b.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION, **BS 1881: Part 209**. Testing concrete. Recommendations for measurement of dynamic modulus of elasticity. London, 1990.

BUCHER, H.R.E.; RODRIGUES FILHO, H.C. **Argamassas de enxofre para capeamento de corpos-de-prova**. Seminário Controle de Resistência do Concreto, Ibracon, São Paulo, 1983.

CANESSO, F.A.C. *et al.* Determinação da relação água/cimento utilizando microondas. *In: 48º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO: Ibracon. Rio de Janeiro. 2006. Anais eletrônicos Disponível em www.metallum.com.br/17cbecimat/resumos/17Cbecimat-210-006.pdf Acesso em Novembro de 2008.*

CARINO, N.J.; GUTHRIE, W.F.; LAGERGREN, E.S. **Effects of Testing Variables on the Measured Compressive Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete**. National Institute of Standards and Technology. NISTIR 5405, Gaithersburg, Md., Oct. 1994.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. São Paulo: Pini; 237p. 1997.

CASTANEDO, C.I. **Quantitative subsurface defect valuation by pulsed phase thermography: Depth retrieval with the phase.** Thèse (obtention grade de Philosophiae Doctor Ph.D.) Faculté des Sciences et de Génie Université Laval – Québec. Octobre 2005.

CASTANEDO, C.I.; MALDAGUE X. **Defect depth retrieval from pulsed phase thermographic data on plexiglas and aluminum samples.** Thermosense XXVI, v. 5405, Society of Photo-optical instrumentation engineers, 2004.

CHAN, Y.N.; PENG, G.F.; ANSON, M. **Residual strength and pore structure of high-strength concrete and normal strength concrete after exposure to high temperatures.** Cement and Concrete Composites-23-27-Department of Civil and Structural Engineering, The Hong Kong Polytechnic University, Kowloon, Hong Kong, 1999.

CLARK M.R.; MCCANN, D.M.; FORDE, M.C. Application of infrared thermography to the non-destructive testing of concrete and masonry bridges. **NDT & E International Independent Nondestructive Testing and Evaluation**, v.36, Issue 4, p.265-275, Structural Faults and Repair. June 2003.

CALLISTER, W. D. **Fundamentals of materials Science and Engineering:** An integrated approach. Second Edition. John Wiley & Sons, Inc. 124 pp. 2005.

CNS ELECTRONICS Operating. **Manual of Erudite MK II Resonant Frequency Test System**, 1995. 67p.

COLORADO, L.H.A.; ROLDAN, C.C.; VELEZ, J.M. Fricción interna y comportamiento anelástico em sólidos. **Revistas Científicas de América Latina Y el Caribe**, España y Portugal. Universidade Nacional de Colômbia – Medellín, Colômbia. Pp. 30-49. 2006.

COSTA, C.N.; FIGUEIREDO, A.D.; SILVA, V.P. O fenômeno do lascamento (spalling) nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio - uma revisão crítica. *In*: 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. **Anais**. Belo Horizonte: Ibracon, 2002.

COUTINHO, A.S.; GONÇALVES, A. **Fabrico e propriedades do betão.** Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2. ed, v.3, Lisboa, 1994.

CUOGHI, R. S. **Aspectos de análise de risco das estruturas de concreto em situação de incêndio.** Dissertação (mestrado) – Engenharia de Construção Civil e Urbana. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo 2006.

DELGADO, A. Velocity and attenuation as descriptors in ultrasonic non-destructive test – Auscultación ultrasonica no convencional para la detección y evaluación del daño en materials de base cemento. *In*: **International conference on non-conventional materials and technologies ecological materials and Technologies For sustainable building.** Maceió, Alagoas, Brazil, 14th–17th October 2007.

DOEBELIN, E.O. **Measurement systems:** application and design. 4. ed. Singapoure: McGraw-Hill, 1990.

EVANGELISTA, A.C.J. **Avaliação da Resistência do Concreto Usando Diferentes Ensaios Não Destrutivos**. Tese (doutorado). Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2002.

FAPESP. Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. **A pesquisa traduzida em negócios: dez anos de incentivo à inovação tecnológica**. Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo. http://www.fapesp.br/publicacoes/fichas_inovacao_pt.pdf, consultado em outubro 2008.

FERREIRA, R.M. **Avaliação de ensaios de durabilidade do betão**. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Guimarães, 2000.

FORSTIE, D.A.; SCHNORMEIER, R. **Development and use of 4 by 8 inch concrete cylinders in Arizona**. Concrete International., v. 3, nº. 7, July 1981.

GERMANN INSTRUMENTS: **NDT Systems for durability assessment, service life estimation, fast-track construction, corrosion survey, structural integrity, repair quality, structural monitoring**. Catalog NDT-2007. Copenhagen, Denmark, 2007.

GLEITER, A. *et al.* Ultrasound- Lockin-Thermography for Advanced Depth Resolved Defect Selective Imaging. Conferência Nacional de Métodos Numéricos em Mecânica dos Fluidos e Termodinâmica. **ENCIT** – Curitiba, 2006.

HAN, S.; KIM, J. Effect of temperature and age on the relationship between dynamic and static elastic modulus of concrete. **Cement and Concrete Research**, v.34, p.1219-1277. 2004.

HOLST, G.C. **Common Sense Approach To Thermal Imaging**. Spie Optical Engineering Press. A Publication of Spie. The International Society for Optical Engineering, Bellingham, Washington USA, 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.

HUDSON JR., R.D. **Infrared system engineering**. Pure & Applied Optics John Wiley and Sons Inc. 642p. New York: 2006.

INCROPERA, F.P.; DeWITT, D.P. **Fundamentos de transferência de calor e massa**. Livros técnicos e científicos editores S.A. 5. ed. Rio de Janeiro, 2003.

KREITH, F. **Princípios de transmissão de calor**. Editora Edgard Blücher - São Paulo 1977.

KUPKOVÁ, M. *et al.* On a discrepancy in modulus of elasticity as determined from separate resonance frequencies of a bar sintered from copper-coated iron powder. Materials **Chemistry and Physics**, v.104, Issues 2-3, p. 639-642 2007.

LEITE, P.G. **Curso de ensaios não destrutivos de metais**. Associação Brasileira de Metais. São Paulo 1966.

LI, G. *et al.* Effective Young's modulus estimation of concrete. **Cement and Concrete Research**, v.29. p.1455-1462. 1999.

LILLES, T.M.; KIEFER, R.W. **Remote sensing and image interpretation**. 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1997. 750p.

LIMA, F. B.; BARBOSA, A. H. Influência do tamanho e do tipo do corpo-de-prova na resistência à compressão do concreto. 44° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, **Anais...**, Ibracon, Belo Horizonte, 2002.

LIMA, M. *et al.* Comportamento de argamassas submetidas a ataque ácido. II CONGRESSO DE PESQUISA E INOVAÇÃO DA REDE NORTE DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE JOÃO PESSOA. **Anais...**, II CONFEO 2007.

MACHADO, M.D. **Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no rio de janeiro por meio de ensaios não destrutivos**. Dissertação (mestrado). Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2005.

MALDAGUE, X.P. **Applications of infrared thermography in nondestructive evaluation**, *Terends in Optical Nondestructive Testing* (invited chapter), Pramod Rastogi Ed., pp. 591-609, 2000.

MALDAGUE, X.P. **Introduction to NDT by active infrared thermography**, to *Materials Evaluation*. v.6, pp.1060-1073, 2002.

MALDAGUE, X.P. **Theory and practice of infrared technology for nondestructive testing**, Wiley & Sons, Inc., New York, 2001.

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.

MARCO, F.F.; REGINATTO, G.M.; JACOSKI, C.A. Estudo comparativo entre capeamento de neoprene, enxofre e pasta de cimento para corpos-de-prova cilíndricos de concreto. 45° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, **Anais...**, Ibracon, Vitória, 2003.

MARTINS, F.I.R. Otimização dos Materiais para a Composição do Concreto de Alto Desempenho. 46° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, **Anais...** Ibracon - Volume II - Construções em Concreto. CBC0164 - p. II.1381 - II.1395, Florianópolis. 2004.

MAST, R.F. Vibration of precast prestressed concrete floors. **PCI Journal**, p.76-86, novembro-dezembro/2001.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 3.ed. Editora: Ibracon (Instituto Brasileiro do Concreto) - SP. 2008.

MENDONÇA, L.V. Termografia por infravermelhos inspeção de Betão, *SpyBuilding Inspeção de Edifícios*. **Revista Engenharia & Vida**, n.16, pp. 53-57, 2005.

MEOLA, C.; CARLOMAGNO, G.M. Recent advances in the use of infrared Thermography. Institute of Physics Publishing **Measurement Science and Technology**, v.15, p.R27–R58, 2004.

MEOLA, C. *et al.* Application of infrared thermography and geophysical methods for defect detection in architectural structures. **Engineering Failure Analysis**, v.12, p.875–892, 2005.

MONTE, R. *et al.* Módulo de elasticidade dinâmico: comparação entre velocidade da onda ultrassônica e frequência ressonante. VII SEMINÁRIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS, **Anais...**, Pernambuco. Meio digital. Maio 2007.

NDAMBI, J.M.; VANTOMME, J.; HARRI, K. Damage assessment in reinforced concrete beams using eigenfrequencies and mode shape derivatives. **Engineering Structures**, v.24, n.44, p.501-515. 4/2002.

NEVILLE, A.M. **Propriedades do concreto**. GIAMMUSSO, Salvador E., 2.ed. São Paulo: Pini, 1997.

OCÁRIZ, I.S.; BORJA, G.; ALONSO, F. **Diferentes técnicas END mediante termografía infrarroja.. aplicaciones en la industria aeroespacial**. Centro de Tecnologías Aeronáuticas (CTA) 2005.

ODELSON, J.B.; KERR, E.A.; VICHIT-VADAKAN, W. Young's modulus of cement paste at elevated temperatures. **Cement and Concrete Research**. v. 37. p. 258-263. 2007.

OLIVEIRA, F.G.R. *et al.* Avaliação de propriedades mecânicas de madeira por meio de ultra-som. CONFERENCIA PANAMERICANA DE ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS, **Anais...**, Rio de Janeiro. Junho de 2003.

PAPPALETTERE, C. **Corso di Meccanica Sperimentale Seminario sulla: Termografia**. Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Gestionale Bari, Itália. 2004.

PANZERA, T.H. *et al.* Microstructural design of materials for aerostatic bearings. *In: MATERIALS CONGRESS 2006 - PROCESSING & CHARACTERISATION OF ADVANCED CERAMICS*. London: **Institute of Materials, Minerals and Mining**, v.1., p.66-67. 2006.

PATNAIK A.K.; PATNAIKUNI, I. Correlation of strength of 75 mm diameter and 100 mm diameter cylinders for high strength concrete. **Cement and Concrete Research**, v.32, p.607–613, 2002.

PELIZZARI, E. Aplicações da Termografia como Ferramenta de Manutenção Preditiva em Conectores Elétricos. 17°. CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA E CIÊNCIA DOS MATERIAIS. **Anais...**, Foz do Iguaçu, PR, Brasil. 2006.

PERSSON, B. Justification of Fédération internationale de Béton, fib, 2000 model for elastic modulus of normal and high-performance concrete, HPC. **Cement and Concrete Research**, v.34, p.651-655, 2004.

PIRES, T.A.C. Desempenho de laboratórios de controle tecnológico de concretos a partir de resultados de compressão interlaboratorial. 48° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO CBC, **Anais...**, 2006. Ibracon. Rio de Janeiro. 2006.

POWERS, T. C. *The Properties of Fresh Concrete*. J. Willey. New York. 1968.

PRADO L. A. **Módulo de deformação estático do concreto de baixa e alta relação a/c pelo método ultra-sônico**. Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Goiânia 2006.

PUNURAI, W. *et al.* Characterization of multi-scale porosity in cement paste by advanced ultrasonic techniques. **Cement and Concrete Research**, v.37, n.1, p.38-46 Jan 2007.

RANTALA, J. *et al.* **Lock-in thermography with mechanical loss angle heating at ultrasonic frequencies**, Quantitative Infrared Thermography - Eurotherm Series 50 Edizioni ETS, 389-393, Pisa, 1997.

RANTALA, J.; WU, D.; BUSSE, G. Amplitude Modulated Lock-In Vibrothermography for NDE of Polymers and Composites. **Research in Nondestructive Evaluation**, v.7, pp. 215-218, 1996.

RODRIGUES, G. S. S. **Módulo de deformação estático do concreto pelo método ultra-sônico: estudo da correlação e fatores influentes**. Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás. Goiânia 2003.

ROGALSKI, A. Infrared detectors: an overview. **Infrared Physics & Technology**, v.43, pp. 187-210, 2002.

ROGALSKI, A. Infrared detectors: an overview. **Infrared Physics & Technology, Journal of Alloys and Compounds**, v.371, p.53-57, 2004a.

ROGALSKI, A. Toward third generation HgCdTe infrared detectors. **Journal of Alloys and Compounds**, v.371, p.53-57, 2004b.

ROGALSKI, A. New trends in infrared detector technology. **Infrared Physics & Technology**, v.35, pp. 1-21, 1994.

ROGALSKI, A. Review. Infrared detectors: status and trends. **Progress in Quantum Electronics**, v.27, n.59, p.210, 2003.

SAINT-PIERRE, F.; RIVARD, P.; BALLIVY, G. Measurement of alkali-silica reaction by ultrasonic waves attenuation. **Cement and Concrete Research**, v.37, p.948-956, 2007.

SCANDIUZZI, L.; ANDRIOLO, F.R. **Concreto e seus materiais: propriedades e ensaios**. Pini, São Paulo, 1986.

SHEPARD, S.M.; AHMED T.; LHOTA, J.R. **Experimental considerations in vibrothermography**. Thermal Wave Imaging, 845 Livernois, Ferndale, MI 48220. Orlando, FL, v.12-16, April 2004.

SHIELDS, T.J.; SILCOCK, G.W. **Buildings and fire**. Longman Scientific & Technical, 1987.

SILVA, F.B.; BARROS, M. M. S. B.; MONTE, R. **Determinação do Módulo de deformação de Argamassas: Avaliação dos Métodos de Ensaio e Formatos de Corpo-de-Prova**. XII ENCONTRO ANCIIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO. ISBN:978-85-89478-27-4. XII ENTAC. Fortaleza, 2008.

SILVA, N.G.; CAMPITELI, V.C. **Módulo de elasticidade dinâmico de argamassas de revestimento**. II ENCONTRO DE ENGENHARIA E TECNOLOGIA DOS CAMPOS GERAIS. 14 e 15 Agosto 2000.

TARGA, L.A.; BALLARIN, A.W.; BIAGGIONI, M.A.M. **Avaliação do módulo de elasticidade da madeira com o uso de método não destrutivo de vibração transversal**. VII SEMINÁRIO BRASILEIRO DE TECNOLOGIA DAS ARGAMASSAS. **Anais...**, Pernambuco. Meio digital. Maio 2007.

TAVARES, S.G.; ANDRADE, R. M. Metodologia de ensaios e análise de incerteza na aplicação da termografia. III CONGRESSO BRASILEIRO DE METROLOGIA, **Anais...**, Recife, PB, Brasil, 2003.

TAVARES, S.G.; CUNHA, A.M.; ANDRADE, R.M. Ensaio térmico não destrutivo para avaliação de defeitos e inclusões não aparentes em materiais. 7º CONGRESSO IBEROAMERICANO DE INGENIERIA MECÂNICA, **Anais...**, México D. F., 12 al 14 de Octubre, 2005.

TAVARES, S.G. **Desenvolvimento de uma metodologia para aplicação de ensaios não destrutivos na avaliação da integridade de obras de arte**. Tese (doutorado) Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação: Engenharia Mecânica: Universidade Federal de Minas Gerais. 2006.

THOMSON, W.T. **Teoria da vibração com aplicação**. Interciência 1.ed. Rio de Janeiro, 1978.

TOPÇU, I.B. Alternative estimation of the modulus of elasticity for dam concrete. **Cement and Concrete Research**, v.35. p.2199-2202. 2005.

TURKEL, S.; FELEKOGLU, B.; DULLUC, S. Influence of various acids on the physico-mechanical properties of pozzolanic cement mortars. **Sadhana**, v.32, Part 6, pp. 683-691. © Printed in India. December 2007.

VERATTI, A.B. **A revolução Infravermelha**. Documento eletrônico, disponível em www.termonautas.com.br/art21.asp, consultado em maio 2007.

WEIL, G. J. **Infrared thermographic techniques**. In: MALHOTRA, V.M.; CARINO, N. J. (eds). CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, 1 ed., chapter 13, Boston, USA, CRC Press, 1991.

WHITING, D.A.; NAGI, M.A. **Electrical resistivity of concrete: A literature review**. 58 p. R&D Serial n. 2457, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA 2003.

WIGGENHAUSER, H. Active IR-applications in civil engineering. **Infrared Physics & Technology**, v.43, p.233–238, 2002.

10 APÊNDICES

Apêndice A

Relação entre a frequência ressonante e o módulo de elasticidade para materiais viscoelásticos.

A Lei de *Hooke* descreve vários materiais com precisão, especialmente os metais com coeficiente de amortecimento relativamente baixo. Para muitos outros materiais, como os polímeros e madeira, o amortecimento é tão grande que não pode ser ignorado.

Os modelos viscoelásticos são normalmente introduzidos quando a Lei de *Hooke* não é precisa. Alguns modelos são mostrados a seguir:

$$\text{Hooke:} \quad \sigma = E \times \varepsilon \quad (9.1)$$

$$\text{Newton:} \quad \sigma = \eta \dot{\varepsilon} \quad (9.2)$$

$$\text{Maxwell:} \quad \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\eta} = \dot{\varepsilon} \quad (9.3)$$

$$\text{Kelvin:} \quad \sigma = \eta \dot{\varepsilon} + E\varepsilon \quad (9.4)$$

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

A Lei de *Hooke* descreve somente materiais elásticos e a Lei de *Newton* descreve somente materiais viscosos. A FIG. 9.1 mostra o sistema mola- amortecedor. Outros modelos podem ser construídos adicionando-se mais molas e amortecedores em série ou em paralelo.

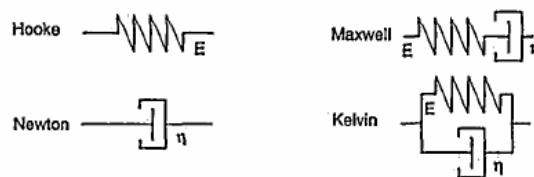


Figura 9.10-1 - Modelo mola-amortecedor de vários materiais viscoelásticos.

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

$$\text{Hooke:} \quad \sigma(j\omega) = E \times \varepsilon(j\omega) \quad (9.5)$$

$$\text{Newton:} \quad \sigma(j\omega) = j\omega\eta \times \varepsilon(j\omega) \quad (9.6)$$

$$\text{Maxwell:} \quad \sigma(j\omega) = \frac{j\omega\sigma}{j\omega\eta + E} \times \varepsilon(j\omega) \quad (9.7)$$

$$\text{Kelvin:} \quad \sigma(j\omega) = (j\omega\eta + E) \times \varepsilon(j\omega) \quad (9.8)$$

onde 'j' representa o número imaginário e ' ω ' é a frequência em rad/s. A presença de 'j' indica que a tensão e deformação não estão normalmente em fase para materiais viscoelásticos.

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:

$$\text{Hooke:} \quad E_d = E \quad (9.9)$$

$$\text{Newton:} \quad E_d = j\omega\eta \quad (9.10)$$

$$\text{Maxwell:} \quad E_d = \frac{j\omega\eta E}{j\omega\eta + E} \quad (9.11)$$

$$\text{Kelvin:} \quad E_d = j\omega\eta + E \quad (9.12)$$

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*:

$$FRF(\omega) = \frac{\Delta L(\omega)}{Força(\omega)} = \frac{\text{sen}(\beta)}{\omega^2 \left[\frac{M_s}{\beta} \times \cos(\beta) - M \times \text{sen}(\beta) \right]} \quad (9.13)$$

onde:

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

β é o ângulo de fase e L é o comprimento, A é a área da seção transversal do corpo-de-prova, ρ é a densidade (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:

$$EA \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - \rho A \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (9.14)$$

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.

$$E = \frac{4\pi^2}{c^2 I} m l^3 n^2 \quad (9.15)$$

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

Apêndice B

Planejamento dos experimentos utilizando a ferramenta *MS – Project*

Id	Nome da tarefa	Duração	Início	Término	Predecessoras	Fev/08		Mar/08			Abr/08			Maio/08						
						28	4	11	18	25	3	10	17	24	31	7	14	21	28	5
1	MATERIAIS E METODOS	122 dias?	Seg 11/2/08	Qua 11/6/08																
2	Grupo I - Influência da água	108 dias	Seg 11/2/08	Qua 28/5/08																
3	a/c = 0,5	106 dias	Seg 11/2/08	Seg 26/5/08																
4	1ª Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,5)	1 dia	Seg 11/2/08	Seg 11/2/08																
5	1 - Ensaiai com 7 dias - Grupo I (a/c 0,5) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 18/2/08	Seg 18/2/08	4TI+6 diasd														
6	1- Ensaiai com 28 dias - Grupo I (a/c 0,5) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 10/3/08	Seg 10/3/08	4TI+27 diasd														
7	1 - Ensaiai com 63 dias- Grupo I (a/c 0,5) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 14/4/08	Seg 14/4/08	4TI+62 diasd														
8	1- Ensaiai com 105 dias - Grupo I (a/c 0,5) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Seg 26/5/08	Seg 26/5/08	4TI+104 diasd															
9	a/c = 0,7	106 dias	Ter 12/2/08	Ter 27/5/08																
10	2ª Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,7) Desenformar 1ª Moldagem 19 CPs - Grupo I (a/c 0,5) Levar 3Cps para UFMG Colocar	1 dia	Ter 12/2/08	Ter 12/2/08																
11	2 - Ensaiai com 7 dias - Grupo I (a/c 0,7) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 19/2/08	Ter 19/2/08	10TI+6 diasd															
12	2 - Ensaiai com 28 dias - Grupo I (a/c 0,7) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 11/3/08	Ter 11/3/08	10TI+27 diasd															
13	2 - Ensaiai com 63 dias - Grupo I (a/c 0,7) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Ter 15/4/08	Ter 15/4/08	10TI+62 diasd														
14	2 - Ensaiai com 105 dias - Grupo I (a/c 0,7) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 27/5/08	Ter 27/5/08	10TI+104 diasd															
15	a/c = 0,9	106 dias	Qua 13/2/08	Qua 28/5/08																
16	3ª Moldagem - 19 CPs - Grupo I (a/c 0,9) Desenformar 2ª Moldagem 19 CPs - Grupo I (a/c 0,7) Levar 3Cps para UFMG	1 dia	Qua 13/2/08	Qua 13/2/08																
17	3 - Ensaiai com 7 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 20/2/08	Qua 20/2/08	16TI+6 diasd															
18	3 - Ensaiai com 28 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 12/3/08	Qua 12/3/08	16TI+27 diasd															
19	3 - Ensaiai com 63 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 16/4/08	Qua 16/4/08	16TI+62 diasd															

Id	Nome da tarefa	Duração	Início	Término	Predecessoras	Fev/08				Mar/08				Abr/08				Maio/08	
						28	4	11	18	25	3	10	17	24	31	7	14	21	28
20	3 - Ensaiar com 105 dias - Grupo I (a/c 0,9) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 28/5/08	Qua 28/5/08	16TI+104 diasd														
21	Grupo II - Influência da granulometria	107 dias?	Qui 14/2/08	Sex 30/5/08															
22	Sem brita	106 dias	Qui 14/2/08	Qui 29/5/08															
23	4ª Moldagem - 19 CPs - Grupo II (sem brita) Desenformar 3ª Moldagem 19 CPs - Grupo II (a/c 0,9) Levar 3Cps para UFMG	1 dia	Qui 14/2/08	Qui 14/2/08															
24	4 - Ensaiar com 7 dias - Grupo II (sem brita) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qui 21/2/08	Qui 21/2/08	23TI+6 diasd														
25	4 - Ensaiar com 28 dias - Grupo II (sem brita) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qui 13/3/08	Qui 13/3/08	23TI+27 diasd														
26	4 - Ensaiar com 63 dias - Grupo II (sem brita) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qui 17/4/08	Qui 17/4/08	23TI+62 diasd														
27	4-Ensaiar com 105 dias- Grupo II (sem brita) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qui 29/5/08	Qui 29/5/08	23TI+104 diasd														
28	Brita Gnaisse 1	106 dias?	Sex 15/2/08	Sex 30/5/08															
29	5ª Moldagem - 19 CPs - Grupo II (brita gnaisse 1) Desenformar 4ª Moldagem 19 CPs - Grupo II (s/ brita) Levar 3Cps para UFMG	1 dia	Sex 15/2/08	Sex 15/2/08															
30	5 - Ensaiar com 7 dias - Grupo II (brita gnaisse 1) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Sex 22/2/08	Sex 22/2/08	29TI+6 diasd														
31	5 - Ensaiar com 28 dias - Grupo II (brita gnaisse 1) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Sex 14/3/08	Sex 14/3/08	29TI+27 diasd														
32	5 - Ensaiar com 63 dias - Grupo II (brita gnaisse 1) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Sex 18/4/08	Sex 18/4/08	29TI+62 diasd														
33	5 - Ensaiar com 105 dias- Grupo II (brita gnaisse 1) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia?	Sex 30/5/08	Sex 30/5/08	29TI+104 diasd														
34	Desenformar 5ª Moldagem 19 CPs - Grupo II (brita gnaisse 1) Levar 3Cps para UFMG	1 dia	Sáb 16/2/08	Sáb 16/2/08	23TI+1 diad														
35	Grupo III - Influência da natureza do agregado	108 dias	Seg 25/2/08	Qua 11/6/08															
36	Brita Gnaisse 0	106 dias	Seg 25/2/08	Seg 9/6/08															
37	6ª Moldagem - 19 CPs - Grupo III (brita gnaisse 0)	1 dia	Seg 25/2/08	Seg 25/2/08															
38	6 - Ensaiar com 7 dias - Grupo III (brita gnaisse 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Seg 3/3/08	Seg 3/3/08	37TI+6 diasd														

Id	Nome da tarefa	Duração	Início	Término	Predecessoras	Fev/08				Mar/08				Abr/08				Maio/08	
						28	4	11	18	25	3	10	17	24	31	7	14	21	28
39	6 - Ensaiar com 28 dias - Grupo III (brita gnaisse 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 24/3/08	Seg 24/3/08	37TI+27 diasd													
40	6 - Ensaiar com 63 dias - Grupo III (brita gnaisse 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 28/4/08	Seg 28/4/08	37TI+62 diasd													
41	6 - Ensaiar com 105 dias - Grupo III (brita gnaisse 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Seg 9/6/08	Seg 9/6/08	37TI+104 diasd													
42	Brita Calcárea 0	106 dias		Ter 26/2/08	Ter 10/6/08														
43	7ª Moldagem - 19 CPs - Grupo III (brita calcárea 0) Desenformar 6ª Moldagem 19 CPs - Grupo III (brita gnaisse 0) Levar 3Cps para UFMG	1 dia	1 dia	Ter 26/2/08	Ter 26/2/08														
44	7 - Ensaiar com 7 dias - Grupo III (brita calcárea 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Ter 4/3/08	Ter 4/3/08	43TI+6 diasd													
45	7 - Ensaiar com 28 dias - Grupo III (brita calcárea 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Ter 25/3/08	Ter 25/3/08	43TI+27 diasd													
46	7 - Ensaiar com 63 dias - Grupo III (brita calcárea 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Ter 29/4/08	Ter 29/4/08	43TI+62 diasd													
47	7 - Ensaiar com 105 dias - Grupo III (brita calcárea 0) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Ter 10/6/08	Ter 10/6/08	43TI+104 diasd													
48	Argila expandida	106 dias		Qua 27/2/08	Qua 11/6/08														
49	8ª Moldagem - 19 CPs - Grupo III (argila expandida) Desenformar 7ª Moldagem 19 CPs - Grupo III (brita calcárea) Levar 3Cps para UFMG	1 dia	1 dia	Qua 27/2/08	Qua 27/2/08														
50	8 - Ensaiar com 7 dias - Grupo III (argila expandida) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Qua 5/3/08	Qua 5/3/08	49TI+6 diasd													
51	8 - Ensaiar com 28 dias - Grupo III (argila expandida) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Qua 26/3/08	Qua 26/3/08	49TI+27 diasd													
52	8 - Ensaiar com 63 dias - Grupo III (argila expandida) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Qua 30/4/08	Qua 30/4/08	49TI+62 diasd													
53	8 - Ensaiar com 105 dias - Grupo III (argila expandida) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	1 dia	Qua 11/6/08	Qua 11/6/08	49TI+104 diasd													
54	Grupo IV - Deterioração pelo fogo	29 dias		Qui 28/2/08	Qui 27/3/08														
55	400º	29 dias		Qui 28/2/08	Qui 27/3/08														

Id	Nome da tarefa	Duração	Início	Término	Predecessoras	Fev/08				Mar/08				Abr/08				Maio/08	
						28	4	11	18	25	3	10	17	24	31	7	14	21	28
56	9ª Moldagem - 7 CPs - Grupo IV (400ª) Desenformar 8ª Moldagem 19 CPs - Grupo III (argila expandida) Levam 3Cps para UFMG	1 dia	Qui 28/2/08	Qui 28/2/08															
57	9 - Ensaiai com 28 dias - Grupo IV (400ª) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	Qui 27/3/08	Qui 27/3/08	56TI+27 diasd														
58	800ª	29 dias	Qui 28/2/08	Qui 27/3/08															
59	9ª Moldagem - 7 CPs - Grupo IV (800ª)	1 dia	Qui 28/2/08	Qui 28/2/08															
60	9 - Ensaiai com 28 dias - Grupo IV (800ª) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	Qui 27/3/08	Qui 27/3/08	59TI+27 diasd														
61	Grupo V - Deterioração por reação química	29 dias?	Sex 29/2/08	Sex 28/3/08															
62	Solução Sulfeto	29 dias	Sex 29/2/08	Sex 28/3/08															
63	10ª Moldagem - 7 CPs - Grupo V (sulfeto) Desenformar 9ª Moldagem 14 CPs - Grupo IV (400ª e 800ª) Levam 6 Cps para UFMG	1 dia	Sex 29/2/08	Sex 29/2/08															
64	10 - Ensaiai com 28 dias - Grupo V (sulfeto) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Sex 28/3/08	Sex 28/3/08	63TI+27 diasd														
65	Solução NaCl	29 dias?	Sex 29/2/08	Sex 28/3/08															
66	10ª Moldagem - 7 CPs - Grupo V (NaCl)	1 dia	Sex 29/2/08	Sex 29/2/08															
67	10 - Ensaiai com 28 dias - Grupo V (NaCl) Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	Sex 28/3/08	Sex 28/3/08	66TI+27 diasd														
68	Desenformar 10ª Moldagem 14 CPs - Grupo V (sulfeto e NaCl) Levam 6 Cps para UFMG	1 dia?	Sáb 1/3/08	Sáb 1/3/08															
69	Grupo VI - Inclusão de Imperfeições	31 dias?	Seg 31/3/08	Qua 30/4/08															
70	Sem defeito	29 dias	Seg 31/3/08	Seg 28/4/08															
71	11ª Moldagem - 7 CPs - Grupo VI (sem defeito)	1 dia	Seg 31/3/08	Seg 31/3/08															
72	11 - Ensaiai com 28 dias - Grupo VI (sem defeito) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Seg 28/4/08	Seg 28/4/08	71TI+27 diasd														
73	Incorporador de ar	29 dias	Seg 31/3/08	Seg 28/4/08															
74	11ª Moldagem - 7 CPs - Grupo VI (incorporador de ar)	1 dia	Seg 31/3/08	Seg 31/3/08															
75	11 - Ensaiai com 28 dias - Grupo VI (incorporador de ar) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	3	Seg 28/4/08	Seg 28/4/08	74TI+27 diasd														
76	Bola de Vidro	29 dias	Ter 1/4/08	Ter 29/4/08															
77	12ª Moldagem - 7 CPs - Grupo VI (bola de vidro) Desenformar 11ª Moldagem 14 CPs - Grupo VI (sem defeito e incorporador de ar) Levam 6 Cps p/ UFMG	1 dia	Ter 1/4/08	Ter 1/4/08															
78	12 - Ensaiai com 28 dias - Grupo VI (bola de vidro) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 29/4/08	Ter 29/4/08	77TI+27 diasd														

Id	Nome da tarefa	Duração	Início	Término	Predecessoras	Fev/08				Mar/08			Abr/08				Maio/08	
						29	4	11	18	25	3	10	17	24	31	7	14	21
79	Fibra de aço curta	29 dias	Ter 1/4/08	Ter 29/4/08														
80	12º Moldagem - 7 CPs - Grupo VI (fibra de aço curta)	1 dia	Ter 1/4/08	Ter 1/4/08														
81	12 - Ensaial com 28 dias - Grupo VI (fibra de aço curta) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Ter 29/4/08	Ter 29/4/08	80TI+27 diasd													
82	Fibra de aço longa	29 dias	Qua 2/4/08	Qua 30/4/08														
83	13º Moldagem - 7 CPs - Grupo VI (fibra de aço longa) Desenformar 12º Moldagem 14 CPs - Grupo VI (bola de vidro e fibra de aço curta) Levar 6 Cps p/ UFMG	1 dia	Qua 2/4/08	Qua 2/4/08														
84	13 - Ensaial com 28 dias - Grupo VI (fibra de aço longa) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 30/4/08	Qua 30/4/08	83TI+27 diasd													
85	Balão de ar	29 dias?	Qua 2/4/08	Qua 30/4/08														
86	13º Moldagem - 7 CPs - Grupo VI (balão de ar)	1 dia	Qua 2/4/08	Qua 2/4/08														
87	13 - Ensaial com 28 dias - Grupo VI (balão de ar) 3 Resistência Compressão - 3 Frequência Ressonante/Esclerometria	1 dia	Qua 30/4/08	Qua 30/4/08														
88	Desenformar 13º Moldagem 14 CPs - Grupo VI (fibra de aço longa e balão de ar) Levar 6 Cps p/ UFMG	1 dia?	Sex 4/4/08	Sex 4/4/08	83TI+1 diad													

Apêndice C

Dispersão das 30 medidas do módulo de elasticidade para cada situação estudada.

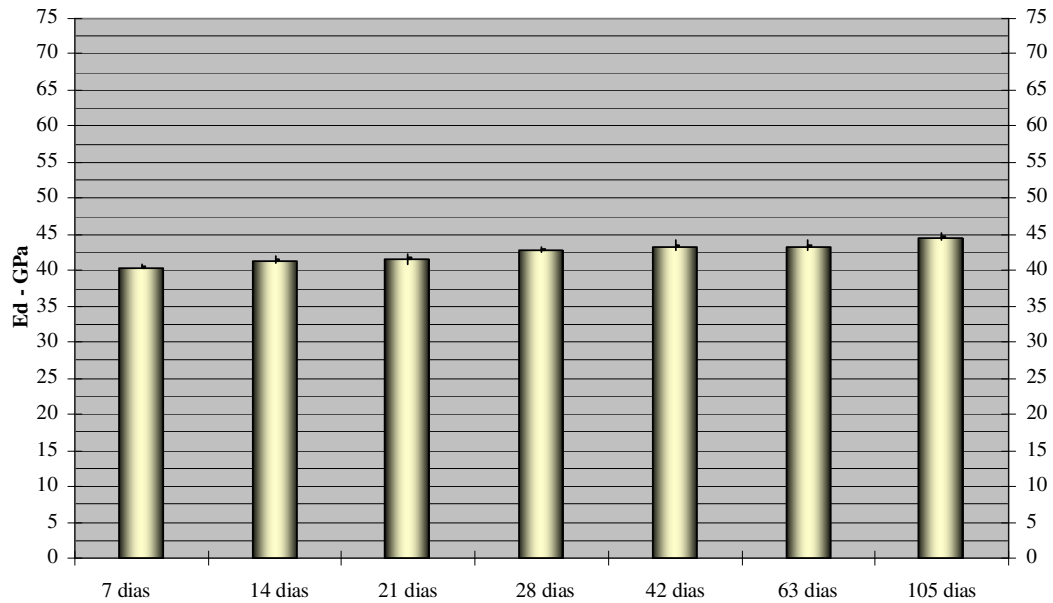


Gráfico 9.1 – Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaíse 0, relação água-cimento 0,4.

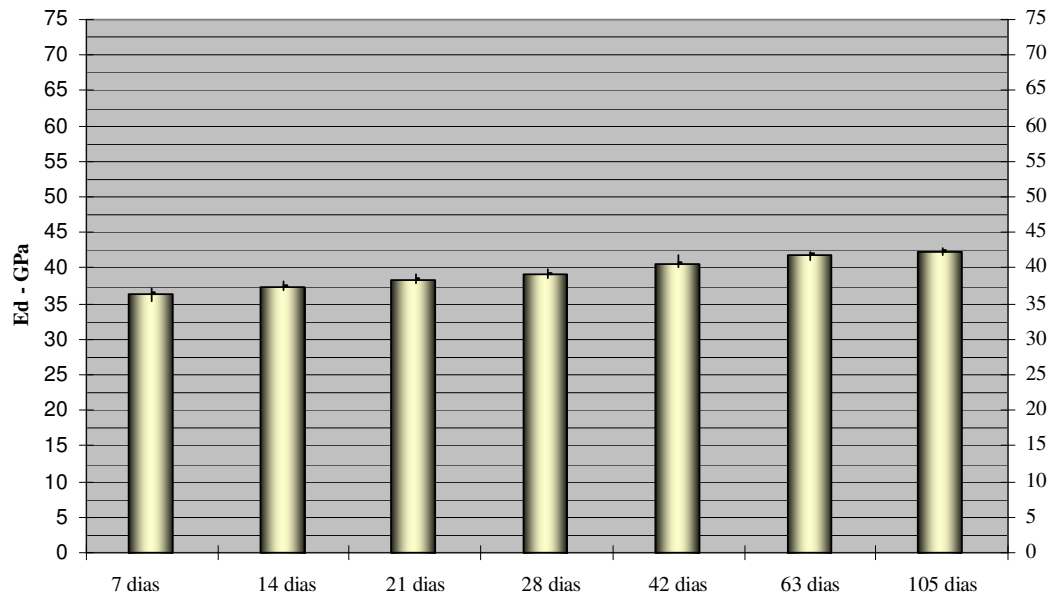


Gráfico 9.2 - Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaíse 0, relação água-cimento 0,5.

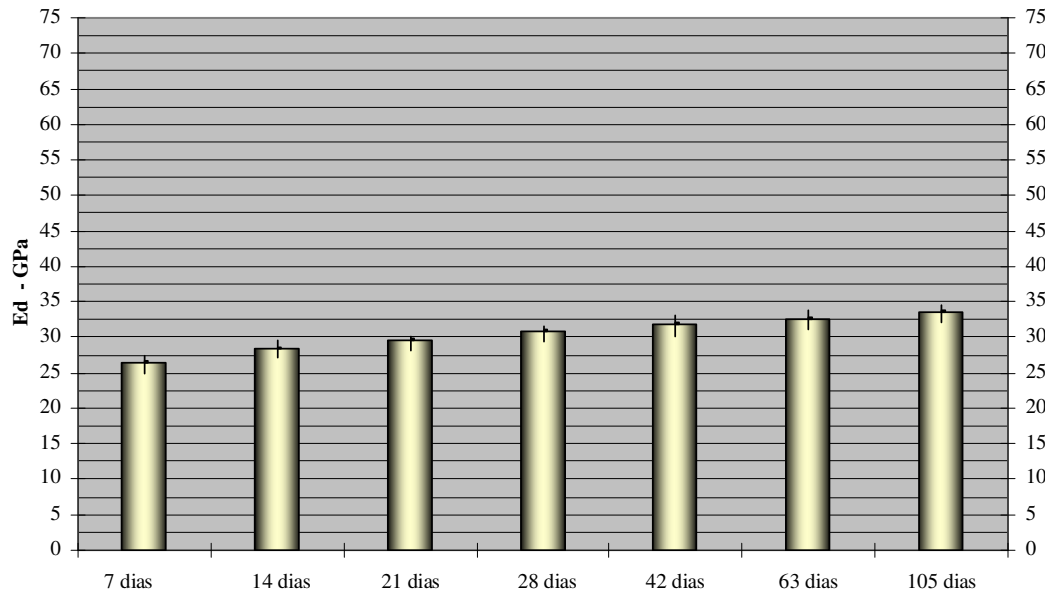


Gráfico 9.3 – Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,7.

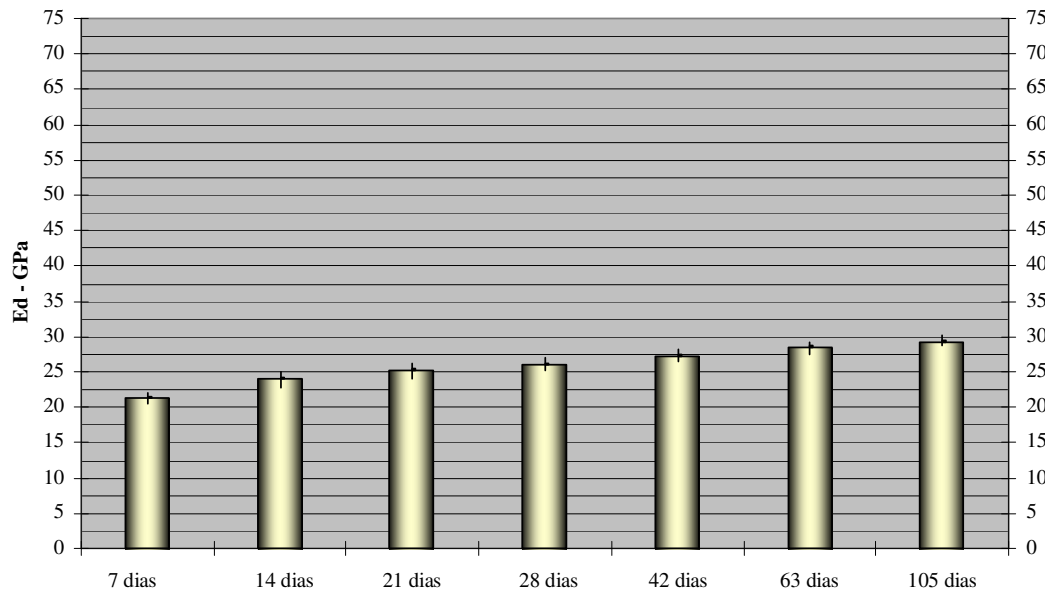


Gráfico 9.4 - Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0, relação água-cimento 0,9.

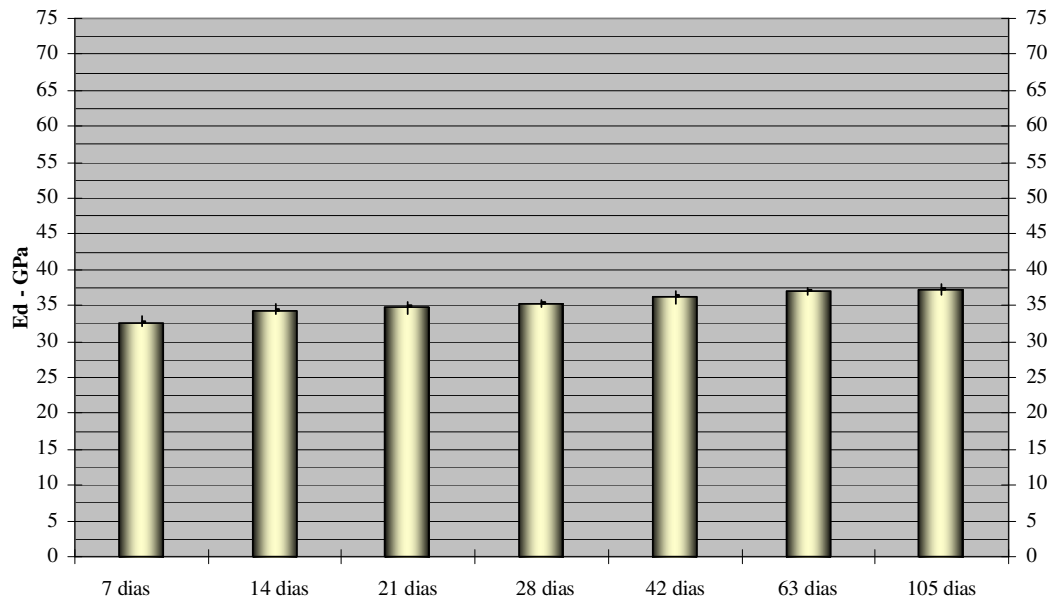


Gráfico 9.5 - Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados sem brita e relação água-cimento 0,5.

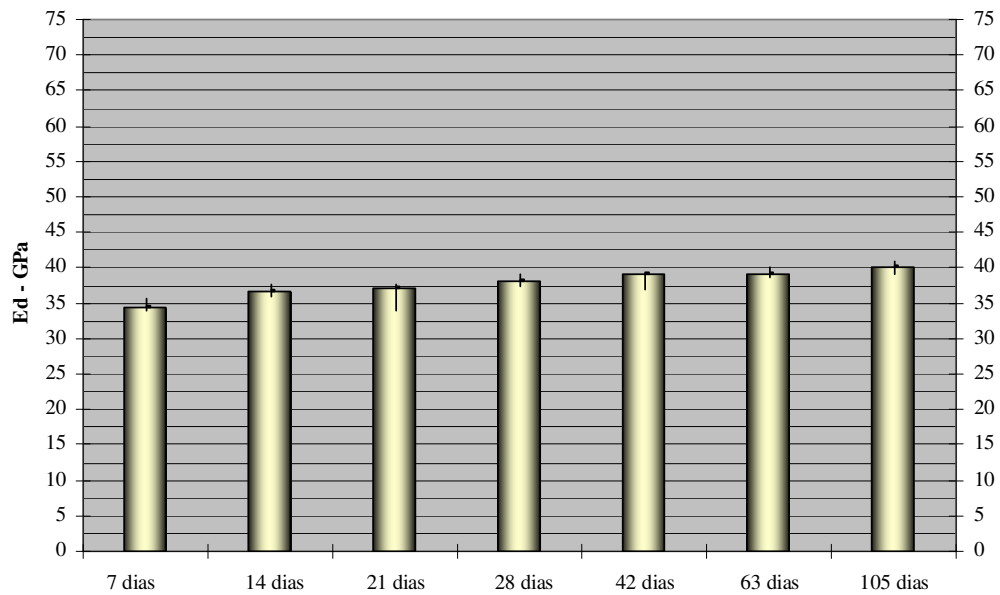


Gráfico 9.6 - Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 1 e relação água-cimento 0,5.

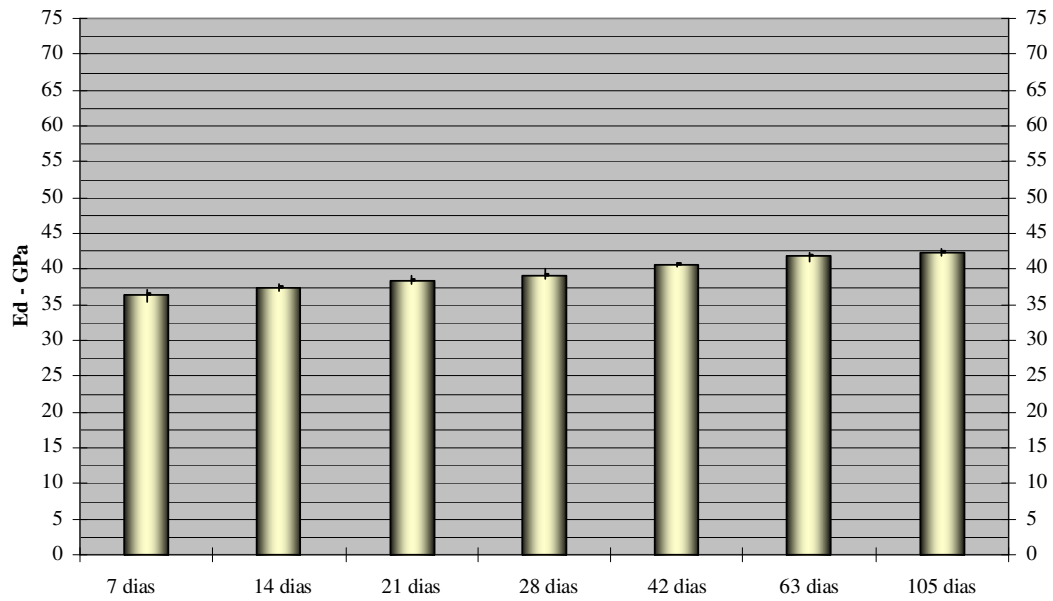


Gráfico 9.7 – Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita gnaisse 0 e relação água-cimento 0,5.

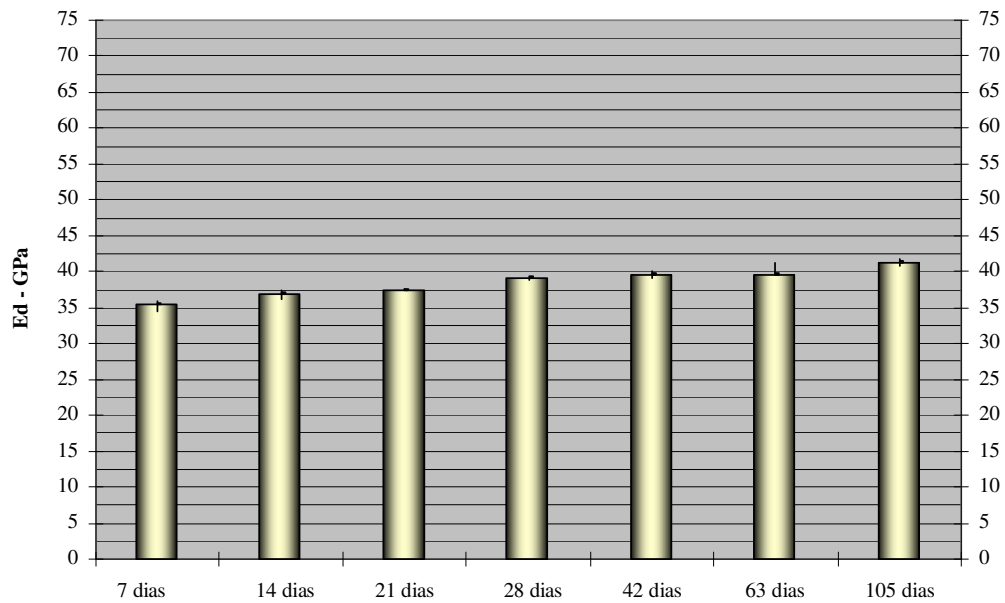


Gráfico 9.8 – Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, brita calcária 0 e relação água-cimento 0,5.

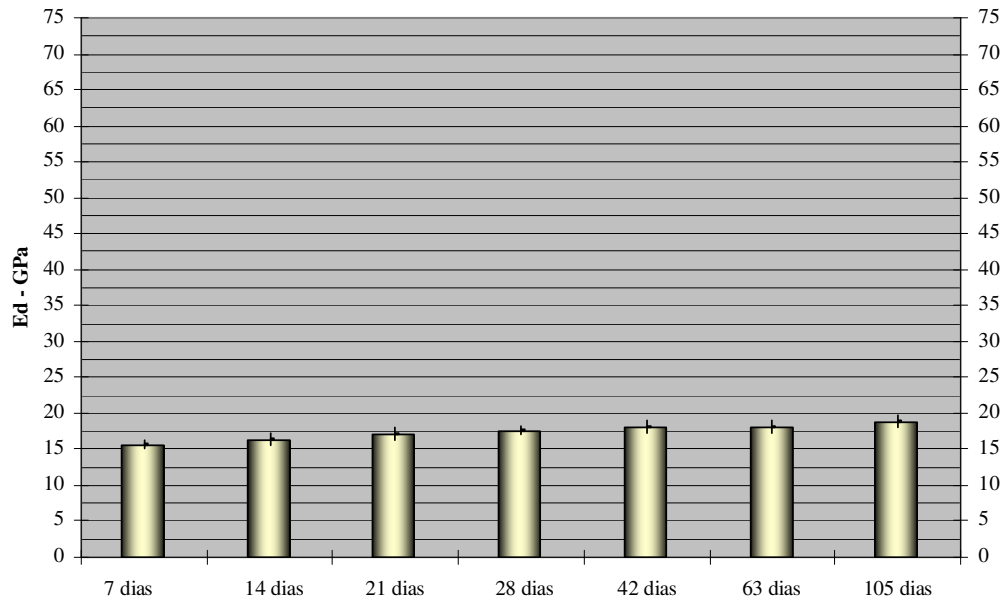


Gráfico 9.9 - Evolução do módulo de elasticidade com a idade, de corpos-de-prova de concreto fabricados com areia natural, argila expandida e relação água-cimento 0,5.