

JOSÉ ORLANDO VIEIRA FILHO

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO
ATRAVÉS DE TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS: CONTRIBUIÇÃO À
ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE CORREÇÃO DEVIDO AOS
EFEITOS DO BROQUEAMENTO**

v. 1

São Paulo
2007

JOSÉ ORLANDO VIEIRA FILHO

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO
ATRAVÉS DE TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS: CONTRIBUIÇÃO À
ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE CORREÇÃO DEVIDO AOS
EFEITOS DO BROQUEAMENTO**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Engenharia Civil.

v. 1

São Paulo
2007

JOSÉ ORLANDO VIEIRA FILHO

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO
ATRAVÉS DE TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS: CONTRIBUIÇÃO À
ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE CORREÇÃO DEVIDO AOS
EFEITOS DO BROQUEAMENTO**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração:
Engenharia de Construção Civil

Orientador:
Prof. Dr. Paulo Roberto do Lago Helene

v. 1

São Paulo
2007

Dedico este trabalho aos meus pais José Orlando e Judith (“in memoriam”), a minha esposa Neusa e aos meus filhos José Orlando Neto, Paulo Marcelo, Jorge Bruno e Carlos Henrique.

AGRADECIMENTOS

- Agradeço, especialmente, ao estimado Prof. Dr. Paulo Helene, profundo conhecedor do tema desta tese, pela orientação eficiente, irrestrito apoio e inestimável estímulo, fundamentais para a conclusão deste trabalho.
- Ao amigo Eng. Oscar Buarque de Gusmão Filho e à MARÉ CIMENTO Ltda.-POLIMIX pelo atendimento cordial e fornecimento gratuito do concreto viabilizando esta pesquisa experimental.
- Ao brilhante aluno e engenheiro Geniclésio Ramos pela presteza, dedicação e importante colaboração ao longo das etapas desta pesquisa.
- Ao laboratorista Ezequiel Muniz de Siqueira pela grande contribuição, dedicada e competente, nas atividades de campo e na realização dos ensaios de laboratório bem como ao laboratorista auxiliar Nadinho.
- À MOURA DUBEUX ENGENHARIA e à LCF CORTES E FUROS Ltda. em nome dos engenheiros Gustavo de Moura Dubeux, Fernando Amorim e Ailton e Luíz Augusto pela disponibilidade das máquinas extratoras dos testemunhos.
- Aos laboratoristas da Universidade Católica/PE André Miranda e Washington Esposito dedicados e incansáveis colaboradores nas diversas etapas desta tese.
- Aos operadores das máquinas extratoras Severino e José Carlos (“Cocada”) pela eficiente contribuição na extração dos testemunhos.
- Ao Laboratório de Tecnologia dos Materiais-LABTEC e ao Setor de Oficinas da Universidade Católica/PE e ao Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Federal/PE.
- À TECOMAT-Tecnologia da Construção e Materiais Ltda. pelo apoio no processo de retificação dos corpos-de-prova e testemunhos.
- Ao Prof. Heldio Pereira Villar pela presteza e colaboração a este trabalho.
- Aos Professores Joaquim Correia, Tibério Andrade, Angelo Just, Manoel Caetano Eustáchio, Paulo Régis, Eliana Monteiro e João Recena pelas sugestões e estímulos ao longo do trabalho.
- Ao Eng. Kleber Santos e aos funcionários Protásio e Rosário pelo apoio na programação de moldagens e cura dos blocos na central dosadora de concreto.
- Aos laboratoristas e auxiliares Eider, Cazuza, Gabriel e Edson.

- Ao Eng. Henrique Suassuna Fernandes pela gentil viabilização do canteiro-de-obras do edifício Sansara da ROMARCO - Construtora e Incorporadora Ltda., ao Eng. José Arnaldo Ferreira e ao funcionário Epifânio Freire.
- Ao Eng. Antonio Carlos Bastos, ao ITEP e ao Prof. José Rolim Filho da UFPE pela viabilização das operações de corte dos testemunhos de concreto.
- Ao motorista Ivanildo (“Fininho”), aos Srs. Paulo Corte Real e Plácido, e ao Eng. José Maria Neto da TECOMAT.
- Aos Profs. Luiz Sérgio, Mércia, Sabbatini, Racine, Vanderley John, Sílvia Selmo, Kawano e colegas do Programa de Doutorado da EPUSP.
- Aos queridos mestres Profs. José Maria Cabral de Vasconcelos e Lourival Trajano pelas lições, encaminhamento e estímulos ao exercício da tecnologia do concreto e da docência.

“Uma catedral não é uma catedral até que o último andaime tenha sido retirado”

(Johann Carl Friedrich **Gauss**)
(1777 - 1855)

RESUMO

Esta pesquisa experimental destina-se à avaliação da resistência à compressão do concreto na estrutura através da análise das resistências de corpos-de-prova padrão moldados $f_{c(M)}$, denominada potencial e de testemunhos extraídos da estrutura $f_{c(E)}$, denominada efetiva objetivando quantificar o coeficiente de correção devido aos efeitos do broqueamento na extração – nesta tese considerado como a relação entre elas $R_{(M/E)} = f_{c(M)}/f_{c(E)}$ – a ser aplicado à resistência dos testemunhos de mesmas dimensões dos corpos-de-prova. Admitindo-se que a resistência dos testemunhos representa a resistência do concreto na estrutura, esta relação $R_{(M/E)}$ corresponde a parcela γ_{c2} do coeficiente normativo de ponderação da resistência do concreto γ_c . A norma brasileira NBR 6118:2003 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento, para o caso de não-conformidade na aceitação do concreto, indica a extração de testemunhos segundo a NBR 7680:1983. Admite, neste caso de extração, dividir o valor de γ_c por 1,1 nas avaliações estruturais no estado limite último. Em sua versão anterior de 1978 e registrada como NBR 6118:1980 recomendava que os resultados dos testemunhos fossem corrigidos em virtude dos *efeitos do broqueamento*, sem, no entanto, *especificar o coeficiente para a correção referida*, sugerindo que os resultados fossem majorados em 10% ou 15%, dependendo da amostragem, por se tratar da resistência do concreto na própria estrutura. A NBR 6118:2003 estabelece para o coeficiente γ_c o valor de 1,4 sem especificar valor para a parcela γ_{c2} . O CEB igualmente recomenda 1,4 para o γ_c citando o valor de 1,10 para o γ_{c2} . Especificamente quanto à correção devida aos danos causados pela extração aos testemunhos, o ACI 214 4R-2003 indica o coeficiente de 1,06 para ser multiplicado pela resistência dos testemunhos nas avaliações estruturais. Trabalhando-se com corpos-de-prova padrão curados úmidos e com testemunhos extraídos de blocos tanto curados úmidos quanto curados ao ar buscou-se avaliar esse coeficiente referente aos danos causados pela extração. Utilizaram-se ainda corpos-de-prova padrão curados ao ar para comparação de resultados. No presente estudo procurou-se também verificar a viabilidade da utilização de testemunhos de diâmetros inferiores aos de 15cm e 10cm normalmente

previstos na normalização nacional e internacional, extraíndo-se, além daqueles, testemunhos de 7,5cm; 5,0cm e do diminuto diâmetro de 2,5cm; que podem vir a facilitar e agilizar as avaliações de estruturas acabadas. Permitem ainda evitar cortes de armaduras, reduzir custos, possibilitar a obtenção da relação altura/diâmetro igual a 2 e ainda o aumento significativo da amostragem. No programa de ensaios desenvolvido foram estudados concretos produzidos por central dosadora que atende à Região Metropolitana do Recife, em quatro níveis de resistência à compressão aos 28 dias, respectivamente de 20Mpa, 50Mpa e 70MPa e amostragem suplementar de 65MPa, para rupturas também aos 90 dias de idade. Foram realizados também ensaios esclerométricos, ultrassônicos e de massa específica aparente do concreto como subsídios aos ensaios de resistências à compressão. Após análise estatística chegou-se a um valor final promédio para o coeficiente de correção dos efeitos de broqueamento $R_{(ME)}$ de 1,07; demonstrando-se ainda por correlações ao nível de significância de 1% a viabilidade da utilização dos testemunhos de diâmetros 7,5cm; 5,0cm e do minitestemunho de 2,5cm na avaliação de estruturas acabadas.

Palavras-chave: Concreto. Resistência à compressão. Testemunho de concreto.
Danos por broqueamento.

ABSTRACT

The present research aims to evaluate concrete's compressive strength in the structure through the analysis of the strength of cast concrete specimens $f_{c(M)}$, hereafter called "potential", and that of concrete cores extracted from the structure $f_{c(E)}$, hereafter called "effective". The objective was to quantify the coefficient to correct for drilling effects during core extraction – in the present work taken as the ratio $R_{(M/E)}=f_{c(M)}/f_{c(E)}$ – to be applied to the strength of cores with the same dimensions as the specimens. By assuming that the strength of the cores represents the strength of concrete within the structure, $R_{(M/E)}$ corresponds to the term γ_{c2} of the normative coefficient of concrete strength γ_c . Brazilian Standard NBR 6118:2003 – Procedures for the Design of Concrete Structures – whenever non-conformity in concrete acceptance arises, indicates the extraction of cores in accordance with Standard NBR 7680:1983. It accepts, in this case, that γ_c be divided by 1.1 in structural evaluations at the ultimate limit state. Former versions of Standard 6118:1980 recommended that core results be corrected due to *drilling effects*, but made no mention to *the correction coefficient itself*, merely suggesting that results were increased in 10 to 15 %, depending on the sampling, because it is dealing with the strength of concrete in the structure. NBR 6118:2003 establishes a figure of 1.4 for γ_c without specifying any value for γ_{c2} . The European Concrete Committee (CEB) also recommends a figure of 1.4 for γ_c , mentioning a figure of 1.1 for γ_{c2} . With regard to the corrections due to the damage caused by core extraction, ACI 214 4R-2003 proposes a coefficient of 1.06 to be multiplied by core strength in structural evaluations. By working with wet-cured standard cast specimens and with cores extracted from concrete blocks – either wet-cured or air-cured – an attempt was made to assess this coefficient related to the damage caused by drilling. Standard air-cured cast specimens were used to verify the results. The present study also managed to verify the feasibility of using cores with diameter smaller than those nationally and internationally adopted (15 and 10 cm), namely, 7.5cm, 5.0cm and 2.5cm, which can potentially speed up the evaluation of finished structures. Smaller diameters also decrease the risk of reinforcement damage, lead to lower costs and allow that height: diameter ratios of 2:1 be obtained, thus increasing sampling. During the test programme developed for the present investigation concretes produced by

one of the main suppliers in Recife's Metropolitan Region were studied, at four compressive strength levels at 28 days: 20, 50 and 70MPa, with a supplementary sampling at 65MPa, for rupture tests at 90 days. Sclerometric, ultrasound and apparent density tests were also performed, as further subsidies to compressive strength tests. The application of statistical analysis led to a final average figure of 1.07 for γ_{c2} . The feasibility of using cores with diameters of 7.5, 5.0 and even 2.5 cm was also established at a significance level of 1%.

Keywords: Concrete. Compressive Strength. Core. Damage of drilling.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – Panteão – (http://web.kyoto-inet.or.jp/org/orion/eng/hst/roma/pantheon.html) ..	43
FIGURA 2.2 – Panteão – vista externa-(http://harpy.uccs.edu/roman/html/hadrian2.html)	43
FIGURA 2.3 – Pont du Gard – (http://www.pegue.com/artes/arquitetura_romana.htm)	43
FIGURA 2.4 – Coliseu – vista interna (arena) – (http://www.greatbuildings.com/cgi-bin/gbi.cgi/Roman_Colosseum.html/cid_1949090.gbi)	43
FIGURA 2.5 – Método das tensões admissíveis. critério adotado pelo regulamento para as construções em concreto armado – ABC (1931)	57
FIGURA 2.6 – Método de cálculo no regime de ruptura. Critério adotado pela norma para execução e cálculo de concreto armado – ABCP (1937), mantidos nas NB-1 de 1940 e 1950.....	57
FIGURA 2.7 – Método parcialmente probabilista dos estados-limites. Critério adotado pela NB-1 – cálculo e execução de obras de concreto armado (1960).....	58
FIGURA 2.8 – Esquema simplificado da seqüência a seguir no dimensionamento de estruturas pelo método semiprobabilista (NBR 6118:1978).....	58
FIGURA 2.9 – Diagrama de blocos que esquematicamente situa o controle da resistência à compressão do concreto dentro da problemática mais ampla de controle tecnológico das estruturas de concreto	65
FIGURA 2.10 – Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto	66
FIGURA 2.11 – Representação da distribuição da resistência à compressão do concreto.....	69
FIGURA 2.12 – Etapas de uma investigação – Bungey	72
FIGURA 2.13 – Influência do fenômeno de exsudação e sedimentação do concreto	89
FIGURA 3.1 – Representação esquemática da forma destinada ao bloco tipo 1 moldado no pátio da central dosadora de concreto	105
FIGURA 3.2 – Representação esquemática da forma destinada ao bloco tipo 2 moldado no pátio da central dosadora de concreto	106
FIGURA 3.3 – Representação esquemática da forma destinada aos 2 blocos moldados no canteiro-de-obras do edifício Sansara.....	106
FIGURA 3.4 – Aplicação do desmoldante na forma no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)	107
FIGURA 3.5 – Central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX localizada em Olinda/RMR (foto de 2004).....	108
FIGURA 3.6 – Moldagem dos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004).....	108
FIGURA 3.7 – Adensamento dos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. – POLIMIX (foto de 2004).....	109

FIGURA 3.8 – Canteiro-de-obras do edifício Sansara - Av. Ministro Marcos Freire – Olinda/PE (foto de 2005).....	109
FIGURA 3.9 – Formas para moldagem dos 2 blocos no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005).....	110
FIGURA 3.10 – Lançamento do concreto nos blocos no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005).....	110
FIGURA 3.11 – Umedecimento dos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)	111
FIGURA 3.12 – Cura úmida e cura ao ar nos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004).....	111
FIGURA 3.13 – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)	112
FIGURA 3.14 – Formas padronizadas de 15cm x 30cm e 10cm x 20cm para moldagem dos corpos-de-prova no pátio da central MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)	113
FIGURA 3.15 – Moldagem dos corpos-de-prova no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004).....	113
FIGURA 3.16 – Extração por sonda rotativa com coroa diamantada em bloco, no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)	114
FIGURA 3.17 – Extração por sonda rotativa com coroa diamantada no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX - (foto de 2004)	114
FIGURA 3.18 – Detalhe da extração dos testemunhos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004).....	115
FIGURA 3.19 – Blocos após a extração dos testemunhos (transportados para área anexa ao Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)	115
FIGURA 3.20 – Testemunhos de diversos diâmetros após a extração no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005)	116
FIGURA 3.21 – Extração de testemunhos $\Phi=2,5\text{cm}$ no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005).....	116
FIGURA 3.22 – Inspeção prévia e preparação por corte com serra diamantada de testemunho $\Phi=2,5\text{cm}$ – Laboratório da UFPE – (foto de 2004)	118
FIGURA 3.23 – Inspeção prévia e preparação por corte com serra diamantada de testemunhos de diversos diâmetros – Laboratório da UFPE – (foto de 2004) .	118
FIGURA 3.24 – Inspeção prévia e preparação por corte com serra diamantada – Laboratório da Universidade Católica/PE – (foto de 2005).....	119
FIGURA 3.25 – Retificação das faces dos testemunhos – Laboratório da empresa TECOMAT – (foto de 2004)	119
FIGURA 3.26 – Determinação da massa específica aparente por pesagens dos corpos-de-prova e testemunhos de 10cm x20cm – Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)	120

FIGURA 3.27 – Ensaio de dureza esclerométrica em bloco no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento SOILTEST - Model CT-320AM do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004).....	121
FIGURA 3.28 – Ensaio de dureza esclerométrica em bloco no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento SOILTEST - Model CT-320AM do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004).....	121
FIGURA 3.29 – Ensaio de velocidade ultrassônica nos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento PUNDIT do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)	122
FIGURA 3.30 – Ensaio de velocidade ultrassônica nos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento PUNDIT do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)	122
FIGURA 3.31 – Ensaio de velocidade ultrassônica em bloco no canteiro-de-obras do edifício Sansara – equipamento PUNDIT do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2005).....	123
FIGURA 3.32 – Ensaio de dureza esclerométrica em bloco no canteiro-de-obras do edifício Sansara– equipamento SOILTEST - Model CT-320AM do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2005)	123
FIGURA 3.33 – Testemunhos extraídos $\Phi = 10\text{cm}$ e $\Phi = 2,5\text{cm}$ - entrada do pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)	129
FIGURA 3.34 – Testemunhos extraídos de diversos diâmetros – pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. – POLIMIX (foto de 2004).....	129
FIGURA 3.35 – Testemunhos extraídos de diversos diâmetros íntegros – canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2004)	130
FIGURA 3.36 – Detalhe dos testemunhos extraídos de $\Phi=2,5\text{cm}$ com algumas quebras esporádicas – pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004).....	130
FIGURA 3.37 – Ensaio de testemunho de $\Phi=2,5\text{cm}$ - Laboratório da UFPE - (foto de 2004) ...	131
FIGURA 3.38 – Ensaio de testemunho de $\Phi=2,5\text{cm}$ – após a ruptura - Laboratório da UFPE - (foto de 2004).....	132
FIGURA 3.39 – Ensaio de ruptura para os testemunhos de $\Phi=5,0\text{cm}$ - Laboratório da UFPE - (foto de 2004).....	132
FIGURA 3.40 – Ensaio de ruptura de testemunho de $\Phi=7,5\text{cm}$ - Laboratório da UFPE - (foto de 2004).....	133
FIGURA 3.41 – Ensaio de ruptura $\Phi=10,0\text{cm}$ - laboratório da UFPE - (foto de 2004)	133
FIGURA 3.42 – Testemunho de $\Phi=10,0\text{cm}$ após ruptura - laboratório da UFPE - (foto de 2004)	134
FIGURA 3.43 – Ensaio de ruptura de $\Phi=15,0\text{cm}$ - Laboratório da UFPE (foto de 2004)	134
FIGURA 3.44 – Testemunho de $\Phi=15,0\text{cm}$ após ruptura - Laboratório da UFPE (foto de 2004)	135

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 4.1 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 01 de 20MPa.....	140
GRÁFICO 4.2 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 02 de 50MPa.....	140
GRÁFICO 4.3 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 03 de 70MPa.....	140
GRÁFICO 4.4 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 28 dias.....	141
GRÁFICO 4.5 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 90 dias.....	141
GRÁFICO 4.6 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 01 de 20MPa.....	141
GRÁFICO 4.7 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 02 de 50MPa.....	142
GRÁFICO 4.8 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 03 de 70MPa.....	142
GRÁFICO 4.9 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 28 dias.....	142
GRÁFICO 4.10 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 90 dias.....	143
GRÁFICO 4.11 - Correlação nº 01 – concreto de 20MPa – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	167
GRÁFICO 4.12 – Correlação nº 02 – concreto de 20MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	167
GRÁFICO 4.13 – Correlação nº 03 – concreto de 20MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	168
GRÁFICO 4.14 – Correlação nº 04 – concreto de 20MPa – correlação conjunta entre as resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) e 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) e 15cm x 30cm (E) de blocos curados úmidos e ao ar.....	168
GRÁFICO 4.15 – Correlação nº 05 – concreto de 70MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmido.....	169
GRÁFICO 4.16 – Correlação nº 06 – concreto de 70MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	170

GRÁFICO 4.17 – Correlação nº 07 – concreto de 70MPa – correlação conjunta entre as resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) e 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) e 15cm x 30cm (E) de blocos curados úmidos e ao ar.....	170
GRÁFICO 4.18 – Correlação nº 08 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	172
GRÁFICO 4.19 – Correlação nº 09 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	172
GRÁFICO 4.20 – Correlação nº 10 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	172
GRÁFICO 4.21 – Correlação nº 11– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	173
GRÁFICO 4.22 – Correlação nº 12– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	173
GRÁFICO 4.23 – Correlação nº 13– geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) e 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) e 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	173
GRÁFICO 4.24 – Correlação nº 14– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	175
GRÁFICO 4.25 – Correlação nº 15– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	176
GRÁFICO 4.26 – Correlação nº 16– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	176
GRÁFICO 4.27 – Correlação nº 17– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	176
GRÁFICO 4.28 – Correlação nº 18 – geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) e 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	177

GRÁFICO 4.29 – Correlação nº 19 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	177
GRÁFICO 4.30 – Correlação nº 20 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	177
GRÁFICO 4.31 – Correlação nº 21 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar	178
GRÁFICO 4.32 – Correlação nº 22 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar	178
GRÁFICO 4.33 – Correlação nº 23 – geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) e 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	178
GRÁFICO 4.34 – Correlação nº 24 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	179
GRÁFICO 4.35 – Correlação nº 25 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.....	179
GRÁFICO 4.36 – Correlação nº 26 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar	179
GRÁFICO 4.37 – Correlação nº 27 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar	180
GRÁFICO 4.38 – Correlação nº 28 – geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) e 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.....	180
GRÁFICO 4.39 – Correlação nº 29 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados úmidos x resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados ao ar.....	182
GRÁFICO 4.40 – Correlação nº 30 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados úmidos x resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados ao ar.....	182

GRÁFICO 4.41 – Correlação nº 31 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados úmidos x resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados úmidos	185
GRÁFICO 4.42 – Correlação nº 32 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados ao ar x resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados ao ar.....	185
GRÁFICO 4.43 – Correlação nº 33 – geral para todos os concretos – resistências médias dos testemunhos de 10cm x 20cm (E) x resistências médias dos testemunhos de 15cm x 30cm (E) curados úmidos	186
GRÁFICO 4.44 – Correlação nº 34 – geral para todos os concretos – resistências médias dos testemunhos extraídos de 10cm x 20cm (E) x resistências médias dos testemunhos extraídos de 15cm x 30cm (E) curados ao ar.....	186
GRÁFICO 4.45 – Correlação nº35 – resistência à compressão (f_c) x massa específica aparente (ρ), valores médios por evento de moldagem.....	187
GRÁFICO 4.46 – Correlação nº36 – índice esclerométrico (I. E.) x resistência à compressão (f_c), valores médios por evento de moldagem.....	188
GRÁFICO 4.47 – Correlação nº 37– velocidade ultrassônica (v) x resistência à compressão (f_c), valores médios por evento de moldagem.....	188
GRÁFICO 4.48 – Correlação nº 38 – índice esclerométrico (I. E.) x massa específica aparente (ρ), valores médios por evento de moldagem	188

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Classificação dos concretos para fins estruturais por classe de resistência	64
TABELA 2.2 – Classificação dos concretos quanto à resistência à compressão	64
TABELA 2.3 – Significados de alguns termos e notações empregados no controle do concreto	69
TABELA 2.4 – Valores de ψ_6 (correspondente a tabela 3 da norma NBR 12655, p. 7)	71
TABELA 2.5 – Métodos não destrutivos e propriedades avaliadas	74
TABELA 2.6 – Classificação da qualidade do concreto com base na velocidade de pulsos ultrassônicos	80
TABELA 2.7 – Classificação do concreto com base na velocidade ultrassônica	81
TABELA 2.8 – Valores médios do desvio-padrão (s) e do coeficiente de variação (V%) dos métodos investigados	81
TABELA 2.9 – Efeito da altura da peça na redução da resistência do concreto entre a camada superior e inferior	88
TABELA 2.10 – Correção devido a relação altura / diâmetro (h/d)	90
TABELA 2.11 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade	98
TABELA 2.12 – Ganho de resistência com tempo em função da relação a/c	99
TABELA 2.13 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade – Cimento Portland	100
TABELA 2.14 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade – Cimentos de Alta Resistência Inicial	100
TABELA 2.15 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade – Cimentos AF, POZ, MRS e MCH	100
TABELA 3.1 – Traços e materiais utilizados	126
TABELA 3.2 – Ensaio e procedimentos realizados com os materiais constituintes do concreto	127
TABELA 3.3 – Ensaio e procedimentos realizados com o concreto nos estados fresco e endurecido	128
TABELA 3.4 – Características das prensas de ruptura – Laboratório da UFPE	131
TABELA 4.1 – LOTE 01-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)	149
TABELA 4.2 – LOTE 02-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)	149
TABELA 4.3 – LOTE 03-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)	150
TABELA 4.4 – LOTE 04-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)	150

TABELA 4.5 – LOTE 04-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)	151
TABELA 4.6 – LOTE 01 - Testes nº 1 a 10 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	152
TABELA 4.7 – LOTE 01 - Testes nº 11 a 20 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	152
TABELA 4.8 – LOTE 02 - Testes nº 21 a 30 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	153
TABELA 4.9 – LOTE 02 - Testes nº 31 a 40 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	153
TABELA 4.10 – LOTE 03 - Testes nº 41 a 50 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	154
TABELA 4.11 – LOTE 03 - Testes nº 51 a 60 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	154
TABELA 4.12 – LOTE 04 - Testes nº 61 a 70 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	155
TABELA 4.13 – LOTE 04 - Testes nº 71 a 80 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	155
TABELA 4.14 – LOTE 04 - Testes nº 81 a 90 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	156
TABELA 4.15 – LOTE 04 - Testes nº 91 a 100 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	156
TABELA 4.16 – LOTE 01 - Testes nº 101 a 110 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	157
TABELA 4.17 – LOTE 02 - Testes nº 111 a 120 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	157
TABELA 4.18 – LOTE 03 - Testes nº 121 a 130 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	158
TABELA 4.19 – LOTE 04 - Testes nº 131 a 140 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	158
TABELA 4.20 – LOTE 04 - Testes nº 141 a 150 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B).....	159
TABELA 4.21 – LOTE 01 - Testes nº 151 a 157 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B).	160
TABELA 4.22 – LOTE 02 - Testes nº 158 a 164 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B).	160
TABELA 4.23 – LOTE 03 - Testes nº 165 a 171 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B).....	161
TABELA 4.24 – LOTE 01 - Testes nº 172 a 178 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B)	161

TABELA 4.25 – LOTE 04 - Testes nº 179 a 185 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B)	162
TABELA 4.26 – LOTE 04 - Testes nº 186 a 199 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(90d/28d)}$ (ver apêndice B)	162
TABELA 4.27 – LOTES 01, 02 e 03 - Testes nº 200 a 211 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(\phi 15/\phi 10)}$ (ver apêndice B)	163
TABELA 4.28 – LOTE 04 - Testes nº 212 a 219 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(\phi 15/\phi 10)}$ (ver apêndice B)	163
TABELA 4.29 – Resumo das relações $R_{(M/E)}$ tomando-se como base corpos-de-prova padrão curados úmidos segundo a NBR-5738.....	165
TABELA 4.30 – Resumo das relações $R_{(M/E)}$ tomando-se como base corpos-de-prova padrão curados ao ar	165
TABELA 4.31 – Resumo das relações $R_{(u/a)}$, para corpos-de-prova moldados (M) e testemunhos extraídos (E) de iguais dimensões.	181
TABELA 4.32 – Resumo das relações entre as resistências $R_{(90d/28d)}$ para corpos-de-prova moldados (M) e testemunhos extraídos de iguais dimensões.	184

LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 – Métodos que podem ser adotados para avaliar as propriedades de concretos e aços em estrutura acabadas	73
QUADRO 3.1 – Resumo quantitativo dos procedimentos realizados no programa experimental em apreço	124
QUADRO 3.2 – Discriminação das quantidades dos blocos, corpos-de-prova moldados, testemunhos extraídos e dos ensaios de ruptura por lote de concreto.....	125
QUADRO 4.1 – Resultados médios de resistência à compressão dos corpos-de-prova moldados (M) e dos testemunhos extraídos (E) por evento de moldagem dos blocos	138
QUADRO 4.2 – Parâmetros estatísticos básicos referentes aos resultados dos ensaios de resistência à compressão dos corpos-de-prova (M) e testemunhos extraídos (E) por lote homogêneo de concretagem.....	139
QUADRO 4.3 – Resumo dos resultados dos ensaios complementares e correspondentes f_c (MPa) para os gráficos de correlações	189
QUADRO 4.4 – Resultados comparativos do tempo de percurso da onda ultrassônica na direção do bloco compacto e na direção da linha de furos no bloco.....	190
QUADROS A1 a A70 – Testes nº 01 a 70: verificação de valores discrepantes – gráfico normal de probabilidade correspondente (APÊNDICE A).....	219 a 257
QUADROS B1 a B150 – Testes nº 01 a 150: análise da diferença entre médias e relação $R_{(M/E)}$ (APÊNDICE B)	259 a 333
QUADROS B151 a B185 – Testes nº 151 a 185: análise da diferença entre médias e relação $R_{(w/a)}$ (APÊNDICE B)	334 a 351
QUADROS B186 a B199 – Testes nº 186 a 199: análise da diferença entre médias e relação $R_{(90d/28d)}$ (APÊNDICE B)	352 a 358
QUADROS B200 a B219 – Testes nº 200 a 219: análise da diferença entre médias e relação $R_{(\varnothing 15/\varnothing 10)}$ (APÊNDICE B).....	359 a 368
QUADRO C – Resumo das moldagens dos blocos – concreto fornecido pela central da MARÉ CIMENTO Ltda.-POLIMIX, Olinda/PE (APÊNDICE C)	370
QUADRO D – Resultados dos ensaios de massa específica aparente com os corpos-de-prova moldados e testemunhos extraídos de 10x20cm e de resistências à compressão correspondentes (APÊNDICE D)	372 a 377
QUADRO E – Resultados dos ensaios ultrassônicos realizados nos blocos de concreto (APÊNDICE E)	379
QUADRO F – Resultados dos ensaios de dureza esclerométrica realizados nos blocos de concreto (APÊNDICE F)	381
QUADRO G – Resumo dos resultados individuais de resistência à compressão dos corpos-de-prova moldados para todos os lotes (APÊNDICE G).....	383 a 387
QUADRO H – Resumo dos resultados individuais de resistência à compressão dos testemunhos extraídos para todos os lotes (APÊNDICE H).....	389 a 400

- γ_f – coeficiente de ponderação (majoração) das ações (também conhecido indevidamente por coeficiente de segurança);
- γ_m – coeficiente de ponderação (minoração) das resistências dos materiais;
- γ_c – coeficiente de ponderação (minoração) da resistência do concreto;
- γ_{c2} – parcela do γ_c que considera a diferença entre a resistência do concreto no corpo-de-prova e na estrutura
- f_k – resistência característica dos materiais;
- f_m – resistência média dos materiais;
- f_c – resistência à compressão do concreto;
- f_{ckest} – valor da resistência estimada;
- f_y – resistência de escoamento do aço à tração;
- f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;
- σ_r – tensão mínima de ruptura à compressão do concreto (NB – 1 de 1960);
- σ_{c28} – tensão média de ruptura à compressão aos 28 dias (NB – 1 de 1960);
- v – coeficiente de variação da amostra;
- s – desvio padrão da amostra;
- \varnothing – diâmetro do testemunho extraído;
- μs – microssegundo (10^{-6} s);
- CAD – concreto de alto desempenho;
- FWD – “falling weight deflectometer” ;
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;
- NBR – Norma Brasileira Registrada no INMETRO;
- INMETRO - Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial ;
- NM – Norma Mercosul;
- ACI – “American Concrete Institute”;
- ASTM – “American Society for Testing and Materials”;
- CEB – “Comité Euro-International du Béton”;
- FIP – “Federation Internationale de la Precontrainte”;
- FIB – “Federation Internationale du Béton”;
- EH – Normas Espanholas;
- BS – Normas Britânicas - “British Standards”;
- JIS – Normas Japonesas;
- DIN – Normas Alemãs- “Deutsche Industrie Norm”;
- UNE – “Una Norma Española”;
- ISO – “International Standards Organization”;
- RILEM – “Reunión Internationale des Laboratoires d’Essais et de Recherches sur le Matériaux et les Constructions”;

$R_{(M/E)}$ – relação entre os valores da resistência à compressão de corpos-de-prova moldados (M) e de testemunhos extraídos (E);

$R_{(u/a)}$ - relação dos valores das resistências à compressão de corpos-de-prova moldados e testemunhos extraídos de cura úmida com ao ar;

$R_{(\phi 15/\phi 10)}$ – relação dos valores das resistências à compressão de corpos-de-prova moldados e testemunhos com diâmetros de 15cmx30cm e 10cmx20cm;

(M) – corpos-de-prova moldados;

(E) – testemunhos extraídos;

$f_{(M)}$ – resistência à compressão dos corpos-de-prova moldados;

$f_{(E)}$ - resistência à compressão dos testemunhos extraídos;

h/d – relação altura/diâmetro (índice de esbeltez);

I.E. – Índice Esclerométrico;

v – velocidade média da onda Ultrassônica;

NDT – não destrutivo (ensaio)

PNDT – parcialmente não destrutivo (ensaio)

ρ - massa específica aparente;

u – referência à cura cura úmida;

a – referência à cura ao ar

$D_{m\acute{a}x}$ – dimensão máxima característica do agregado;

CP – corpos de prova moldados;

Test – testemunho extraído;

AF – cimento de alto-forno;

POZ – cimento pozolânico;

MRS – cimento de moderada resistência a sulfatos;

MCH – cimento de moderado calor de hidratação;

PUNDIT – “Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester”;

INTEMAC – “Instituto Técnico de Materiales y Construciones”;

LNEC – “Laboratório Nacional de Engenharia Civil”;

HSC - “High Strenght Concrete”;

EPUSP – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo;

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland;

IBRACON – Instituto Brasileiro do Concreto;

SIABE – Simpósio Ibero Americano de Betão – Coimbra / Portugal, 2005;

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (Atual DNIT);

INFRAERO – Empresa Brasileira de Infra-Estrutura Aeroportuária;

d.C.– Depois de Cristo;

a.C. – Antes de Cristo;

ANOVA – “Analysis of Variance between groups”;

ITEP – Instituto de Tecnologia de Pernambuco;

UFPE – Universidade Federal de Pernambuco;

RBC – Rede Brasileira de Calibração;

INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais.

SUMÁRIO

Volume 1

FALSA FOLHA DE ROSTO

FOLHA DE ROSTO

DEDICATÓRIA	iii
AGRADECIMENTOS	iv
EPIÍGRAFE	vi
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE GRÁFICOS	xiv
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE QUADROS	xxi
LISTA DE SIMBOLOS ABREVIATURAS E SIGLAS	xxii
SUMÁRIO	xxiv
1 INTRODUÇÃO	27
1.1 Importância e justificativa do tema	27
1.2 Centros de Pesquisas e pesquisadores do tema	33
1.3 Objetivos	38
1.4 Originalidade	39
1.5 Conteúdo da Tese	40
2 INTRODUÇÃO DA SEGURANÇA NO PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO	41
2.1 Visão Histórica	41
2.2 Evolução dos métodos e critérios de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto	52
2.3 Importância e significado da resistência à compressão do concreto ...	63
2.4 Métodos de análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas	72
2.5 Extração de testemunhos de concreto, limitações e abrangências	82
2.6 Considerações Gerais	103

3 EXPERIMENTO	104
3.1 Planejamento do experimento	104
3.2 Quadros-resumos dos procedimentos gerais de moldagens, extrações e ensaios realizados	123
3.3 Características dos concretos e dos materiais constituintes	126
3.4 Procedimentos e métodos de ensaios utilizados	127
3.5 Extração e preparo dos testemunhos	128
3.6 Ensaios de ruptura à compressão	131
3.7 Variáveis consideradas	135
4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	137
4.1 Resultados de resistência à compressão e parâmetros estatísticos básicos	137
4.2 Análise dos resultados médios e de sua variabilidade	143
4.3 Análise estatística	145
4.4 Análise quanto ao critério de normalidade	164
4.5 Análises das relações $R_{(M/E)}$ obtidas	164
4.6 Correlações gerais das relações $R_{(M/E)}$ para todos os concretos estudados	171
4.7 Análise dos resultados dos testemunhos de $\Phi 7,5\text{cm}$; $\Phi 5\text{cm}$ e $\Phi 2,5\text{cm}$	174
4.8 Análise da influência do processo de cura	181
4.9 Análise da influência da idade de ruptura	183
4.10 Análise da relação $R_{(\Phi 15/\Phi 10)} = f_{c\Phi(15 \times 30)} / f_{c\Phi(10 \times 20)}$	184
4.11 Análise dos resultados dos ensaios complementares	186
5 CONCLUSÕES	192
5.1 Considerações finais	192
5.2 Conclusões propriamente ditas	193
5.3 Transferência dos resultados ao meio técnico	195
5.4 Continuidade dos estudos	196
REFERÊNCIAS	197

Volume 2

APÊNDICE A – TESTES Nº 01 A Nº 70 - Verificação dos Valores Discrepantes – Gráfico Normal de Probabilidade Correspondente	217
APÊNDICE B – TESTES Nº 01 A Nº 219 - Análise de Diferença entre as Médias e Relações $R_{(M/E)}$, $R_{(u/a)}$, $R_{(90d/28d)}$ e $R_{(\phi15/\phi10)}$	257
APÊNDICE C – Resumo das Moldagens dos Blocos – Concreto fornecido pela Central Dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX, Olinda/PE	368
APÊNDICE D – Resultados dos Ensaios de Massa Específica Aparente com os Corpos-de-prova Moldados e Testemunhos Extraídos de 10cm x 20cm e de Resistências à Compressão Correspondentes	370
APÊNDICE E – Resultados dos Ensaios de Velocidade de Propagação da Onda Ultrassônica nos Blocos Moldados	377
APÊNDICE F – Resultados dos Ensaios de Dureza Esclerométrica obtidos nos Blocos Moldados	379
APÊNDICE G – Resultados Individuais de Resistência à Compressão dos Corpos-de-prova Moldados para Todos os Lotes	381
APÊNDICE H – Resultados Individuais dos Ensaios de Resistência à Compressão dos Testemunhos Extraídos para Todos os Lotes	387
APÊNDICE I – Resultados das Análises de significâncias das Correlações entre os Parâmetros	400
ANEXO A – Temperaturas Máximas; Mínimas e Médias Diárias e Umidade do Ar do Recife / Fonte: INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais	416
ANEXO B – Resultado dos Ensaios de Caracterização dos Materiais Constituintes dos Concretos disponíveis na Central Dosadora	418
ANEXO C – Laudos de Conferência de pesagens de Balanças do Cimento da Central Dosadora	431
ANEXO D – Tabelas de Distribuições de Probabilidades - Testes t e F e valores críticos de T para eliminação de valores discrepantes	434

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância e justificativa do tema

A investigação da qualidade do concreto em estruturas acabadas tem despertado ultimamente o interesse de inúmeros pesquisadores, em face da precoce deterioração dessas estruturas ou da imperiosa necessidade de manutenção preventiva ou corretiva das mesmas.

Segundo Helene¹ (2005, prefácio):

...até bem pouco tempo acreditava-se que as obras em concreto poderiam ser eternas e não iriam requerer manutenção. Bastava um pouco de ética e honestidade profissional, durante o projeto e a construção para resultar numa obra durável. É surpreendente que somente agora, nos últimos dez anos, a comunidade internacional passou a dispor de ferramentas, conceitos e procedimentos, para prever, calcular e quantificar a vida útil das estruturas de concreto. Até bem pouco tempo, o conceito de durabilidade era considerado apenas qualitativamente nos projetos e construções em geral.

A norma brasileira NBR-6118:2003 – “Projeto de estruturas de concreto”², em vigor a partir de 30 de março de 2004, avançou consideravelmente em relação as exigências quanto à durabilidade no projeto das estruturas de concreto.

A conhecida análise apresentada por Sitter³ sobre os custos de intervenção, que considera as fases de projeto, construção, manutenção preventiva e manutenção corretiva em estruturas de concreto, explicita um crescimento em progressão geométrica de razão cinco, nos referidos custos, aplicados seqüencialmente a cada fase supracitada. Estatísticas publicadas em diversos países, inclusive no Brasil, atribuem à fase de projeto, parcela significativa das causas das anomalias nas construções. Couto e Prizskulnik⁴ observam, que embora a cultura na elaboração do projeto possa diferir entre os países, o que remete a uma análise crítica sobre esses indicadores apresentados, é mister investir na qualidade do projeto com vistas ao alcance da excelência nas estruturas de concreto. Daí a importância dedicada à etapa do projeto pela atual NBR-6118:2003.

No nosso país, as construções comerciais, os próprios públicos e os edifícios residenciais, tanto os antigos, quanto os mais recentes, a exemplo das estruturas de concreto de grande porte, construídas nos últimos vinte anos, nas principais cidades

brasileiras, com frequência acima de 30 pavimentos, constituem-se em patrimônio social a ser convenientemente conservado. Igualmente, obras componentes do patrimônio histórico-cultural e dos sistemas de infra-estrutura: energética, de saneamento básico, rodoferroviária, portuária e aeroportuária, necessitam, periodicamente de intervenções adequadas em suas estruturas de concreto.

Dentro da etapa de avaliação estrutural, que precede a essas intervenções, a estimativa da resistência do concreto, é, na maioria dos casos, parâmetro fundamental para a tomada de decisões.

Sabe-se que os ensaios que se realizam com corpos-de-prova moldados sob condições padronizadas, por diversas normas no mundo, com o concreto ao sair da betoneira, fornecem uma avaliação potencial da estrutura a qual foi lançado. O juízo de aceitação ou rejeição, se estabelece com base nos resultados desses ensaios, os quais não refletem necessariamente a qualidade final do concreto na estrutura, influenciada que é pelas diversas etapas do processo de produção quais sejam: mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura.

As técnicas de avaliação da resistência à compressão em estruturas acabadas, passam por um programa de ensaios, “in situ” e em laboratório, geralmente abrangendo uma combinação de ensaios destrutivos e não-destrutivos.

Entre as técnicas supracitadas destaca-se a extração, preparo e ensaio à compressão de testemunhos do concreto endurecido, como a de maior confiabilidade. As pesquisas experimentais sobre esta técnica, tem sido dedicadas à investigação dos fatores que influenciam na avaliação da resistência da estrutura com base na interpretação dos resultados desses ensaios.

O processo de análise dessa resistência tem como base os critérios normativos utilizados no cálculo estrutural, na adoção da resistência característica à compressão (f_{ck}) de projeto e nos modelos estatísticos de aceitação.

O dimensionamento das estruturas de concreto evoluiu, ao longo da história, dos processos empíricos, nos quais a construção de uma estrutura tinha como base à observação de obras anteriores bem sucedidas, até os métodos probabilistas ou semi-probabilistas utilizados atualmente em vários países do mundo.

Nos projetos de estruturas de concreto armado e protendido a qualidade do concreto é especificada de um modo geral em termos de sua resistência à compressão aos 28 dias de idade.

Basicamente, os métodos de dimensionamento em utilização no Brasil, nos dias atuais, tiveram como referência o Model Code 1990⁵ do “Comité Euro-International du Béton”, que, ao ser adotado, resulta numa chamada “margem de segurança”, decorrente do resultado da aplicação conjunta de dois coeficientes: o de majoração das ações γ_f e o de minoração da resistência dos materiais γ_m , que para o concreto tem o seu valor γ_c variando de 1,2 a 1,7 ; sendo 1,4 o valor comumente recomendado na NBR 6118:2003.

Com relação à possibilidade da norma brasileira vir a adotar um $\gamma_c=1,5$ ao invés de 1,4, como era a indicação do CEB/FIP/78, Fusco⁶ (1979) comenta:

“O aumento dos coeficientes γ_f e γ_c de 1,4 para 1,5 iria somente penalizar inutilmente um país de economia fraca, pelo aumento do custo de todas as suas obras de concreto. Em um país que ainda se debate com o problema da fome, o custo das construções seria aumentado, apenas para se obter uma teórica sensação de maior segurança.”

Esse coeficiente de minoração da resistência do concreto, segundo a NBR 8681:2003⁷ e a NBR 6118:2003² denominado de coeficiente de ponderação ou de minoração da resistência dos materiais, é composto de três parcelas, a saber:

γ_{m1} - parcela do γ_m que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

γ_{m2} - parcela do γ_m que considera a *diferença* entre a resistência do material *no corpo-de-prova e na estrutura*, correspondente ao γ_{c2} em estudo nesta tese;

γ_{m3} - parcela do γ_m que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

Como descrito, entre os fatores englobados no coeficiente γ_m , ou seja, no caso do coeficiente de ponderação da resistência do concreto γ_c , está a parcela γ_{c2} tomada nesta tese como a relação entre a resistência à compressão obtida em *corpos-de-prova padrão moldados*^{8,9}, denominada *resistência potencial* e a obtida em ensaios do concreto *na estrutura*, denominada *resistência efetiva*, obtida com base na *extração de testemunhos*, normalizada no Brasil pelas NBR 7680:1983¹⁰ e NM 69:96¹¹. A versão para atualização da NBR 7680:1983 encontra-se, atualmente

como projeto de norma, na ABNT, aberto para consulta nacional até 12 de fevereiro de 2007, pelo edital nº 12 de 29/12/2006.

No tocante aos critérios de aceitação do concreto da estrutura a NBR 6118:2003² se refere no sub-item 25.3.1:

“No caso de existência de não-conformidade devem ser adotadas as seguintes ações corretivas:

- a) revisão do projeto para determinar se a estrutura, no todo ou em parte, pode ser considerada aceita, considerando os valores obtidos nos ensaios;
- b) no caso negativo, devem ser extraídos e ensaiados testemunhos conforme disposto na ABNT NBR 7680:1983¹⁰, se houver também deficiência de resistência do concreto cujos resultados devem ser avaliados de acordo com a ABNT - NBR 12655:2006¹², procedendo-se a seguir a nova verificação da estrutura visando sua aceitação, podendo ser utilizado o disposto em 12.4.1 (“admite-se no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de γ_c por 1,1”);
- c) não sendo finalmente eliminada a não-conformidade, aplica-se o disposto em 25.3.3 (“determinar as restrições de uso da estrutura; providenciar o projeto de reforço; decidir pela demolição parcial ou total”). Há casos em que pode também ser recomendada a prova de carga desde que não haja risco de ruptura frágil”.

Não é simples a interpretação dos resultados com base na ruptura de testemunhos extraídos proposta na alínea b) indicada acima, pelos inúmeros fatores que influenciam os mesmos, entre eles os danos causados pelas operações de extração, comumente referidos como “efeitos de broqueamento”.

A propósito, Munday e Dhir¹³, comentam sobre a dificuldade de se estimar a resistência potencial do concreto com base em testemunhos extraídos, por esses diversos fatores envolvidos no processo.

A NBR 6118 em sua versão anterior de 1978¹⁴ registrada no INMETRO como NBR 6118:1980, no seu Capítulo 16 - Aceitação da estrutura, no sub-item referente a ensaios especiais do concreto, na investigação direta da sua resistência refere-se que os resultados dos testemunhos extraídos, devem ser corrigidos em virtude dos *efeitos do broqueamento, sem, no entanto especificar o coeficiente para esta correção*. Admite que os resultados sejam majorados em 10% quando se dispuser de amostragem de seis testemunhos e em 15% quando o número de testemunhos for igual ou superior a dezoito.

A análise comparativa do comportamento dessas resistências de corpos-de-prova padrão moldados- $f_{c(M)}$, segundo as condições normativas, e de testemunhos extraídos- $f_{c(E)}$ de diversos diâmetros nas mesmas condições de cura, por meio de *investigação experimental*, abrangendo concretos com diversas resistências, proposta de estudo desta tese, possibilita uma avaliação quantitativa, para o caso de paridade de dimensões entre corpos-de-prova e testemunhos, do *coeficiente de correção dos efeitos de broqueamento* causados aos testemunhos pelo processo de extração representado pela relação $f_{c(M)}/f_{c(E)}$. Admitindo-se que as resistências dos testemunhos representa a resistência efetiva do concreto na estrutura, esta relação $f_{c(M)}/f_{c(E)}$ corresponde à parcela γ_{c2} do coeficiente normativo de ponderação da resistência do concreto γ_{c2} .

É importante registrar-se que tem sido cada vez mais amiúde, na avaliação da resistência do concreto aplicado em estruturas, a extração de testemunhos, com vistas a subsidiar as análises estruturais, bem como para dirimir dúvidas referentes aos resultados de ensaios em corpos-de-prova moldados na fase de controle de qualidade das obras. A não credibilidade, como palavra final, nos resultados dos ensaios não destrutivos realizados isoladamente (a exemplo dos esclerométricos e ultrassônicos), aliada aos custos elevados das provas-de-carga, tem contribuído para esse aumento na procura de extração de testemunhos em estruturas. A possibilidade de se verificar diretamente a resistência de amostras de concreto do próprio elemento estrutural em análise, constitui-se na grande vantagem desses ensaios com testemunhos extraídos. Por outro lado, como já referido, é grande a dificuldade na interpretação dos resultados desses ensaios e no estabelecimento de critérios de aceitação do concreto, os quais, quando não omissos, apresentam divergências na normalização nacional e internacional.

A análise dos fatores, tais como, a amostragem e as condições de extração, os danos causados pela mesma, as dimensões dos testemunhos, as condições de ruptura e a idade que influenciam os resultados; foi detalhada por Petersons¹⁵, Malhotra¹⁶ e por outros pesquisadores.

Alinham-se, entre outros, os seguintes *pontos relevantes* de interesse desta pesquisa e da utilização dos resultados esperados:

- a contribuição à estimativa do *coeficiente de correção devido aos efeitos do broqueamento*;

- o incremento, aos estudos dos testemunhos de 15cm e 10cm previsto nas normas brasileiras, dos diâmetros de extração de 7,5cm, de 5cm e de 2,5cm, de grande interesse prático por causar danos reduzidos à estrutura em análise;
- a possibilidade de aplicação prática imediata no campo profissional, nas análises correntes de componentes estruturais de obras em construção ou construídas, em conjunto com os ensaios não destrutivos;
- a aplicação nos projetos de recuperação ou reforço estrutural;
- a amplitude da pesquisa, abrangendo quatro níveis de resistência do concreto e cinco diâmetros de testemunhos, permitindo uma maior gama de correlações e de inferências estatísticas;
- a contribuição à análise de obras sinistradas e/ou com comprometimento da segurança estrutural;
- a contribuição à análise do comportamento não esperado de estruturas em serviço, quer, por falhas nos projetos, por utilização inadequada das mesmas, ou por “patologias” surgidas, conforme Helene¹⁷, como no caso das reações álcalis-agregado; e por fim,
- no esclarecimento de dúvidas ou conflitos referentes aos resultados com corpo-de-prova moldados durante o controle de qualidade das obras.

Este último tópico tem-se tornado freqüente, com a utilização quase universal de concreto usinado, a exemplo dos casos em que os resultados obtidos no controle de aceitação na obra se apresentam discrepantes em relação ao controle de produção efetuado na central de concreto.

À título de ilustração da importância prática desse estudo, em pesquisa na cidade do Recife, a empresa de consultoria TECOMAT – Tecnologia da Construção e Materiais Ltda. realizou de 1999 a 2006, na região metropolitana, extrações em mais de 180 obras, com cerca de 1500 testemunhos, em atendimento às solicitações de origens diversas. A interpretação dos resultados de ruptura à compressão desses testemunhos foi, no entanto, muitas vezes, polêmica, em face do desconhecimento do coeficiente de correção devido aos danos causados pelo broqueamento, conforme comunicação verbal do seu diretor técnico Eng. Joaquim Correia de Andrade¹⁸. Ainda, nesta cidade do Recife, foi constatada, nos últimos anos, a presença de reações álcalis-agregado, na ponte Paulo Guerra, que dá acesso ao bairro da Boa Viagem, avaliada com base nas extrações de testemunhos por Helene et al.¹⁹ e, em fundações de diversos prédios, o que provocou um substancial

aumento nas solicitações para extração de testemunhos, visando a investigação dessas reações expansivas.

Por oportuno, Hasparyk et al.²⁰, em trabalho apresentado sobre o índice de deterioração de testemunhos extraídos de Usinas Hidrelétricas, citando a metodologia proposta por Grattan-Bellew & Danay, mostraram que existe correlação entre o grau de deterioração e a reação álcali-agregado, constituindo-se este método em um procedimento adicional na análise de concretos com indícios desta patologia.

Tendo-se vivenciado, há mais de três décadas, tanto como docente quanto como engenheiro, os problemas inerentes à execução, ao controle de qualidade, à avaliação e a recuperação de estruturas de concreto, julgou-se oportuno, trabalhar neste programa de doutorado, com o aludido tema de pesquisa experimental, esperando-se que os seus resultados possam, de algum modo, contribuir para os projetos e avaliações dessas estruturas.

1.2 Centros de Pesquisas e pesquisadores do tema

Diversos centros de pesquisas e pesquisadores tem-se dedicado à avaliação das estruturas de concreto, e, em particular, da resistência à compressão por meio de testemunhos extraídos. Foram pioneiros no Brasil, Silva Junior e Aprá Neto²¹, em 1942, no Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT de São Paulo, com a publicação de estudo comparativo entre a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto moldados e extraídos com diâmetros de 15cm, concluindo, praticamente, pela não influência do processo de extração sobre os resultados obtidos.

Em 1980, a Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT criou a Comissão de Estudo CE – 18:4.4 - “Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto”, presidida pelo Eng. Paulo Roberto do Lago Helene, então secretário do CB-18-Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados da ABNT e Engenheiro Pesquisador do Agrupamento de Tecnologia e Concreto do IPT/SP. Esta comissão aprofundou o estudo do tema, culminando, em 1981, com o texto base da NBR 7680:1983¹⁰, republicado, sem alterações, oficialmente, em 1983.

A partir de então, diversos Centros de Pesquisas no Brasil, passaram à investigação da extração de testemunhos, destacando-se a Escola Politécnica da USP, com diversos pesquisadores, coordenados por Helene, incluindo-se a pós-graduação desta Escola, com a tese de doutorado de Cremonini²².

Na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, figura o grupo de engenharia civil coordenado pela professora Dal Molin, o qual estabeleceu intercâmbio com pesquisadores da Escola Politécnica de Madri, entre eles a renomada pesquisadora Maria Luiza Cañas Martins.

Registram-se, também, os estudos experimentais em avaliação de estruturas acabadas, compreendendo ensaios destrutivos e não-destrutivos, nos quais foram obtidas correlações coerentes envolvendo os resultados dos testemunhos, desenvolvidos por: Prudêncio Jr, Ferrari e Padaratz, Pinto et al.²³ e Steil et al.²⁴ na Universidade Federal de Santa Catarina e por Castro²⁵, na Universidade Federal Fluminense.

De forma análoga, o grupo de pesquisadores com destaque para Nepomuceno, na Universidade de Brasília, e para Figueiredo na Universidade Federal de Goiás, estes, com enfoque na durabilidade das estruturas. Ainda, em São Paulo, equipe coordenada por Bauer, desenvolveu investigações sobre a extração de testemunhos no L.A. Falcão Bauer – Centro de Tecnologia de Qualidade Ltda.

Ressalte-se, aqui, o papel desempenhado pelo Instituto Brasileiro de Concreto – IBRACON, por meio de seus diversos Comitês, de sua revista técnica periódica e das Reuniões Anuais e Congressos Brasileiros, já em sua 48ª edição em 2006, dos quais, várias referências são registradas nesta tese. Igualmente, a Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, ao lado do IPT/SP, já mencionado, constituem-se em amplo acervo para consultas do tema em estudo.

Importante contribuição às análises da resistência do concreto nas estruturas, provém das pesquisas realizadas pelo Laboratório de Furnas Centrais Elétricas S. A, bem como pelo núcleo de pesquisadores da Universidade Estadual do Oeste do Paraná – UNIOESTE, entre eles, Rodrigues, Lima Junior e Larsen e Fabro, os quais contam com o apoio do Laboratório de Tecnologia do Concreto da ITAIPÚ/Binacional. Larsen et al.²⁶, analisam, em trabalho sobre o tema, os fatores que influenciam na avaliação da resistência efetiva do concreto componente de elementos estruturais. Moreira et al.²⁷ na Universidade Federal do Rio Grande – FURG/RS, apresentaram trabalho abordando uma metodologia para

avaliação da resistência à compressão em estruturas existentes por meio de testemunhos.

Em Pernambuco vários pesquisadores, tem-se dedicado ao tema, entre eles, na UFPE, Andrade e Regis, este último com enfoque para a extração de testemunhos, orientando atualmente dissertação de mestrado²⁸, abordando o estudo comparativo de corpos-de-prova moldados e testemunhos cilíndricos extraídos (de 10cm x 20cm) em blocos moldados e curados em laboratório, com f_{c28} da ordem de 30MPa.

Na Universidade Católica/PE, citam-se os trabalhos de Oliveira, Monteiro, Fonte e Vieira Filho. A propósito, Vieira Filho e Helene^{29,30}, em trabalhos experimentais, concluíram pela possibilidade de utilização de minitestemunhos, extraídos com diâmetros inferiores a 75mm, na avaliação da resistência à compressão do concreto em estruturas.

É importante registrar, que, no Estado de Pernambuco, em função da sua extensa malha rodoviária e infraestrutura aeroportuária, em concreto de cimento portland, foram realizados, desde a década de 70, por empresas de consultoria local, entre elas a ASTEP S.A.³¹ e CONGEPE Ltda.³², diversos trabalhos profissionais de avaliação estrutural de pavimentos para o então DNER e para INFRAERO. Esses estudos, efetuados de forma criteriosa, utilizaram a técnica da extração de testemunhos, apoiada por ensaios esclerométricos, nas avaliações da BR 101 e BR 232 e na ampliação da pista principal do Aeroporto dos Guararapes, ainda naquela década, analisando com base em critérios estatísticos e nos devidos fatores de correção da geometria e idade dos testemunhos, as características mecânicas das placas de concreto; constituindo-se em substancial massa de dados para investigação. Como conseqüência, Lira e Vieira Filho³³ apresentaram trabalho, sobre avaliação estrutural do pavimento de trecho da BR 101 Norte, com base na extração de testemunhos, atestando, após a análise dos resultados dos mesmos, as boas características de resistência mecânica do concreto, após 20 anos de utilização da rodovia. Este trabalho foi apresentado no 1º Congresso Brasileiro de Pavimentos de Concreto, realizado pelo IBRACON, em 1978, na cidade de Belo Horizonte.

No contexto internacional, inúmeros Institutos, Entidades de Pesquisas e pesquisadores enfocaram a avaliação da qualidade do concreto em estruturas acabadas.

Em 1966, as associações internacionais CEB, CIB, FIP e RILEM, formalizaram um Comitê de especialistas, coordenado pelo pesquisador Hubert Rüsçh, para estudo

do tema “Statistical Control of Concrete Quality”. Como membro deste Comitê, o sueco Petersons¹⁵ dedicou-se às avaliações “in situ” da resistência do concreto, publicando, em 1971, o excelente texto, abrangendo diversas técnicas de análise do concreto nas estruturas: “Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures”. Liderando o Instituto de Pesquisas sobre Cimento e Concreto de Estocolmo, apresentou ainda diversos estudos sobre o tema, sendo, o trabalho supramencionado, considerado, pela sua abrangência, como um marco, citado por Delibes-Liniers³⁴ como o mais completo até então (1974).

O ACI e a ASTM, também se destacaram na investigação das estruturas de concreto nas estruturas desde os anos 60. A partir de Bloem³⁵, que publicou pela ASTM, em 1965, trabalho relativo a “procedimentos” sobre a utilização de corpos-de-prova cilíndricos e de testemunhos extraídos, e, posteriormente, como diretor de engenharia do ACI, em 1968, apresentou o seu importante estudo “Concrete Strength in Structures”, no qual analisa a variabilidade de resultados de diversos métodos de avaliação da resistência à compressão em estruturas; seguiram-se várias publicações pelo “ACI Journal”, por seus membros associados de diversos países. Destaca-se em seqüência os artigos de: Kramrisch, Neville, Gaynor, Campbel e Tobin, Washa e Wendt e Macgregor, e, mais recentemente, o de Aïtcin, enfatizando o concreto de alto desempenho, todos pelo “ACI Journal”.

Em particular, centrado na análise das dimensões dos corpos-de-prova e dos testemunhos e suas conseqüências nas avaliações da resistência do concreto, diversos pesquisadores publicaram trabalhos, através das revistas “Magazine of Concrete Research”, “Concrete Internacional” e “The Structural Engeneer”, entre eles: Bungey, da Universidade de Liverpool, Yip e Tam, Bowman, Yuan, Patnaik e Patnaikuni, Watkins e Mcnicholl, Chetan e Schnormeier e Douglas e Schnormeier, sendo estes três últimos do estado americano do Arizona.

Na Inglaterra, além dos estudos da Concrete Society, e dos trabalhos de Bungey e Neville supracitados, destacam-se as pesquisas de Maynard e Davis e de Elvery³⁶ da “University College” de Londres, o qual concluiu que os métodos ultrassônicos e esclerométricos necessitam de curvas de calibração relativas às medidas da resistência do concreto para as suas validades.

Na Espanha, uma grande legião de estudiosos publicaram pesquisas sobre a extração de testemunhos de estruturas de concreto, como Ortiz e Diaz, em Bilbao, Martins e Fernandez-Gomez, na Universidade Politécnica de Madri. Ainda em Madri,

no importante núcleo do Instituto Eduardo Torroja, ressaltam-se os trabalhos de Delibes-Liniers, Calavera, Canovas, Tobio, entre outros. Na região da Catalunha, distinguem-se pesquisadores como Alba³⁷, que apresentou amplo estudo abrangendo diversos métodos de avaliação estrutural, consolidado em sua tese de doutorado: “La estimacion in situ de la resistencia del hormigon endurecido”, apresentada na Universidade Politécnica; ao lado de Montoya, Meseguer e Cabré e do grupo do Instituto Técnico de Materiales y Construciones – INTEMAC. Neste Instituto além do destacado Prof. Francisco H. Alba, despontam pesquisadores como Cabezas e Tassios.

Em Portugal, encontra-se o conceituado Centro de Investigação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, em Lisboa, no qual tem-se como referência o Prof. Souza Coutinho. Trabalhou também neste laboratório o ex-professor da PUC/RJ, Vasconcellos³⁸ que apresentou trabalhos na área de estudos em apreço, entre eles, concluindo, em pesquisa sobre o efeito da permanência das cargas de compressão, que o aumento da resistência verificada no concreto, quando sujeito a essas cargas, funcionam como uma segurança adicional.

Na Alemanha, citam-se os trabalhos de Lewandowski e Hummel, e, na Itália, no “Instituto Politécnico de Torino” o trabalho de Indelicato³⁹ sobre a extração e a viabilidade de testemunhos de pequenas dimensões.

Na França, além das pesquisas pioneiras de L’Hermite e dos Comitês do RILEM^{40,41}, em Paris, destinados ao estudo da resistência do concreto, registram-se os trabalhos de Kuczynski, analisando testemunhos de diferentes dimensões, apresentado pelo RILEM e as publicações de Rossi e de Boulay sobre o comportamento estrutural do concreto, através do “Laboratoires des Ponts e Chaussés”.

Na Eurásia, na Middle East Technical University, em Ankara, na Turquia, os pesquisadores Tokay e Özdemir⁴², apresentaram em interessante trabalho experimental, estudo sobre os efeitos das diversas dimensões de corpos-de-prova na avaliação da resistência à compressão do concreto, concluindo que o efeito da relação altura/diâmetro do corpo-de-prova na resistência à compressão, não é tão significativo nos concretos de alta resistência.

No continente americano, desenvolveu-se no Canadá forte núcleo de pesquisas sobre o objeto em estudo, com destaque para o renomado pesquisador Malhotra, também colaborador do ACI, com diversos trabalhos publicados. Referenciam-se

também os estudos de Tso e Selman, de Drysdale⁴³, da Manchester University de Ontário, mostrando a utilidade dos ensaios ultrassônicos na identificação de locais de concreto de baixa qualidade nas estruturas. Ainda sobre a análise de ensaios de resistência à compressão de concretos de alta resistência, cita-se o trabalho publicado por Lessard, Chaallal e Aïtcin⁴⁴, sendo o primeiro e o último, autores da Université de Sherbrooke, em Quebec, e o segundo autor da L'École de Technologie Supérieure de Montreal; no qual concluem sobre a diminuição da resistência à compressão nesses concretos, designados por HSC (“high strength concrete”), com o aumento do tamanho do corpo-de-prova.

Na América do Sul, em complemento ao retrospecto brasileiro já apresentado, distinguem-se, ainda, pesquisadores da qualidade do concreto nas estruturas, como Diaz de Smitter, do Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de Caracas e o grupo coordenado pela Prof^a. Oladis de Rincon, da Universidade de Zulia, em Maracaibo, na Venezuela. Na Argentina destacam-se Amin do Laboratório de Ensaio de Estruturas da Universidade Nacional de Tucumán; Traversa do “Laboratório de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica – LEMIT de Buenos Aires e ainda Luisoni e Somerson da Faculdade de Engenharia de La Plata.

1.3 Objetivos

O presente trabalho tem como *objetivo principal* quantificar a relação *entre as resistências* à compressão do concreto obtidas de *corpos-de-prova moldados* $f_{c(M)}$ e de *testemunhos extraídos* $f_{c(E)}$ representada por $R_{(M/E)} = f_{c(M)} / f_{c(E)}$. Esta relação representa o coeficiente de correção a ser aplicado à resistência dos testemunhos, devido aos danos causados pelo processo de extração, comumente denominado de efeitos de broqueamento, nas análises estruturais. O seu conhecimento tem importância fundamental na estimativa da resistência à compressão do concreto nas estruturas ou lotes estruturais, com o uso dessa metodologia de extração de testemunhos. Corresponde, admitindo-se que as resistências dos testemunhos

representam a resistência do concreto na estrutura, a parcela γ_{c2} do coeficiente normativo de ponderação da resistência do concreto γ_c .

Como *objetivo específico* é investigada a viabilidade da utilização de testemunhos de diâmetros inferiores aos de 15cm e 10cm comumente recomendados pela normalização nacional e internacional. Para tanto foram utilizados testemunhos de diâmetros 15cm; 10cm; 7,5cm; 5cm e 2,5cm na presente pesquisa experimental.

Também é avaliada a influência do tipo de cura do concreto: úmida por molhagem e ao ar nas condições termohigrométricas ambientais nos resultados experimentais obtidos.

1.4 Originalidade

A presente pesquisa, na qual se fundamentou esta tese, tem como originalidade a conjugação da investigação experimental da relação entre a resistência à compressão obtida em corpos-de-prova padrão moldados e curados úmidos em diversos níveis de resistência, incluindo o concreto de 70MPa, com testemunhos extraídos de blocos curados úmidos e ao ar, para quantificação dos efeitos do broqueamento; com a utilização de cinco diâmetros, respectivamente: *15cm, 10cm, 7,5cm, 5cm e 2,5cm*. Utilizam-se também no presente estudo experimental corpos-de-prova padrão curados ao ar para comparação de resultados. Consideram-se ainda dois tipos de cura do concreto: ao ambiente natural e umedecido por molhagem dos blocos confeccionados. A idade para os ensaios foi a de referência normativa aos 28 dias, verificando-se também, para um dos lotes estudados, com o concreto de 65MPa, a análise dos resultados aos 90 dias de idade, como informação adicional à pesquisa desenvolvida.

1.5 Conteúdo da Tese

A apresentação deste trabalho, além dos itens usuais componentes da parte pré-textual, foi estruturada em cinco capítulos, referências bibliográficas, 9 apêndices e 4 anexos compondo dois volumes, sendo o segundo volume constituído pelos apêndices e anexos. O primeiro capítulo consta de uma introdução, abordando a importância e justificativa do tema estudado, os principais Centros de Pesquisa e pesquisadores que o enfocaram, os objetivos, a originalidade e o conteúdo do trabalho. O capítulo 2 é dedicado à introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, no qual se apresenta uma visão histórica, a evolução dos métodos e critérios de segurança, a importância e o significado da resistência à compressão do concreto, os métodos de análise dessa resistência em estruturas acabadas e o enfoque sobre a extração de testemunhos de concreto, suas limitações e abrangências e considerações gerais sobre os itens deste capítulo e sobre o programa experimental utilizado.

No terceiro capítulo é detalhado o experimento, enfatizando-se o seu planejamento, as variáveis em análise e as características dos concretos e procedimentos de ensaios empregados. No quarto capítulo são apresentados os resultados, os quais são discutidos bem como analisadas estatisticamente as populações de resultados sob diversas vertentes. No quinto capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa constando: das considerações finais, das conclusões propriamente ditas, da transferência do conhecimento ao meio técnico e das sugestões para estudos futuros relacionados ao tema em apreço. Seguem-se as referências bibliográficas concluindo o primeiro volume. Nos APÊNDICES A e B constam as análises estatísticas das resistências à compressão; no C o programa de moldagem dos blocos; nos D, E, F, G e H os resultados dos ensaios e no APÊNDICE I o estudo estatístico das correlações obtidas.

No ANEXO A consta o registro das temperaturas e umidades relativas do ar correspondente ao período de realização do experimento. O ANEXO B abrange os resultados dos ensaios com os materiais constituintes do concreto disponíveis na central dosadora, no ANEXO C constam os laudos de pesagens da balança da central dosadora e no ANEXO D as tabelas de probabilidades dos parâmetros utilizados na análise estatística.

2 INTRODUÇÃO DA SEGURANÇA NO PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

2.1 Visão Histórica

Enfocando o concreto, como material de construção, entendido como uma pedra artificial resultante da junção de um ligante com materiais pétreos, pode-se afirmar, ser o mesmo tão antigo quanto à civilização. Possivelmente, entre 9000 e 7000 AC, a cal já era utilizada, misturada com pedra para a construção de pisos, dentro do conceito de concreto acima explicitado. De acordo com Malinowski e Garfinkel⁴⁵, escavações na cidade de Jericó, na região da Galiléia, revelaram a existência de pisos construídos com material semelhante ao concreto atual, o que, segundo os autores, questiona o conceito firmado, atribuindo aos gregos e romanos o pioneirismo do uso da cal e da pozolana na obtenção do concreto. Essas observações foram ressaltadas por Isaia¹, que também faz referência a Kouli e Fitkos, os quais apresentam o estudo de um tanque de concreto para estocagem de água construído em Kamiros, na ilha de Rodes na Grécia, por volta de 1000 AC. Segundo esses autores, estudos de laboratório evidenciaram a surpreendente qualidade desse concreto, submetido à inspeção atual, demonstrando que os gregos, há cerca de três milênios, tinham o conhecimento empírico da tecnologia do concreto. Relata ainda Isaia¹ (2005, p.2), com base em Kouli e Fitkos, que:

“...a dosagem dos materiais, constituídos de seixo, agregados calcários médio e fino, com terra vulcânica e cal, como aglomerantes, foi mesclada em tal proporção que a curva granulométrica resultante quase se superpõe com a curva ideal proposta por Fuller, vinte séculos depois”.

Conclui, citando, que esse concreto apresenta, atualmente, resistência à compressão de 13,5MPa, semelhante ao de uso frequente em fundações.

Em sequência histórica, continua relatando Isaia, o concreto da era romana, caracterizava-se pela utilização de uma argamassa de argila calcinada ou resultante de pedras vulcânicas calcinadas e uma areia vulcânica reativa de origem natural e de pedaços irregulares de pedra, ou ainda unindo blocos de pedras trabalhadas, nas

faces externas das construções. Assim, conforme a obra traduzida diretamente do latim de Vitruvius⁴⁶, os romanos desenvolveram a sua tecnologia, dando o nome de “concretus” a esse material que significa “fundido” ou “misturado”. Dispunham da cal hidratada, pozolana, areia e pedra, com as quais preparavam argamassas e concretos (“opus cementicium”) aplicados à construção de estruturas, atendendo aos requisitos de segurança (“firmitas”), utilidade (“utilitas”) e beleza (“venustas”). Segundo ainda a obra de Vitruvius, esses materiais reativos que compunham o concreto utilizado em edificações, não devem ser confundidos com a tradicional pozolana originária da cidade de Pozzuoli, próxima à Nápolis, que era utilizada exclusivamente em obras em contato com a água ou em fundações de pontes, conforme relata Isaia. A propósito, segundo observa Neville⁴⁷, a sílica ativa e a alumina das cinzas vulcânicas reagia com a cal produzindo o que hoje se conhece como cimento pozolânico. Essas cinzas ou tufo vulcânicos eram provenientes do Vesúvio, localizado na região de Pozzuoli acima referida, estendendo-se assim, como comenta Souza Coutinho⁴⁸, essa designação de *pozolana* ao conjunto de materiais naturais ou artificiais dotados dessas propriedades reativas.

Idorn⁴⁹ faz referência que os romanos dominavam adequadamente a utilização das pedras, tijolos e concreto-massa, não constatando, no entanto, o emprego de armaduras de ferro.

Isaia¹ observa ainda que, diversas obras do Império Romano, resistem até hoje, algumas delas em ruínas, por ações de guerra e demolições, no entanto com o aglomerante ainda firme e resistente. Entre elas, o Coliseu Romano, construído por Vespasiano entre 69 e 79 d.C., a ponte Du Gard, próxima de Nimes, na França, e o aqueduto de Segóvia na Espanha. Destaca a obra do Pantheon, em Roma, citando como: “obra executada com perícia e domínio tecnológico, com traços de concreto dosados em diferentes densidades, erguido por Agripa em 27 a.C., destruído pelo fogo e reconstruído novamente ao redor de 120 d.C”. Observam Menucci e Prizskulnik⁵⁰ que a extraordinária durabilidade das diversas estruturas do Império Romano, está intimamente vinculada ao emprego do aglomerante composto de cal hidratada e pozolana, que, em presença da água, à temperaturas ordinárias, resultam em compostos com propriedades hidráulicas, resistentes e duráveis.

Apresentam-se nas figuras a seguir, ilustrações das obras do “Phanteon”, da “Pont du Gard” e do “Coliseu” obtidas em sites nelas referidos.



Figura 2.1- Panteão – (<http://web.kyoto-inet.or.jp/org/orion/eng/hst/roma/pantheon.html>)



Figura 2.2- Panteão – vista externa- (<http://harpy.uccs.edu/roman/html/hadrian2.html>)

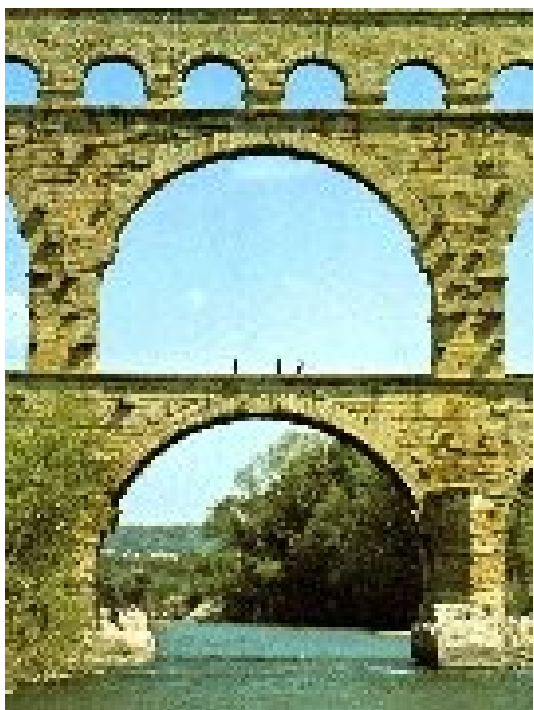


Figura 2.3- Pont du Gard – (http://www.pegue.com/artes/arquitetura_romana.htm)

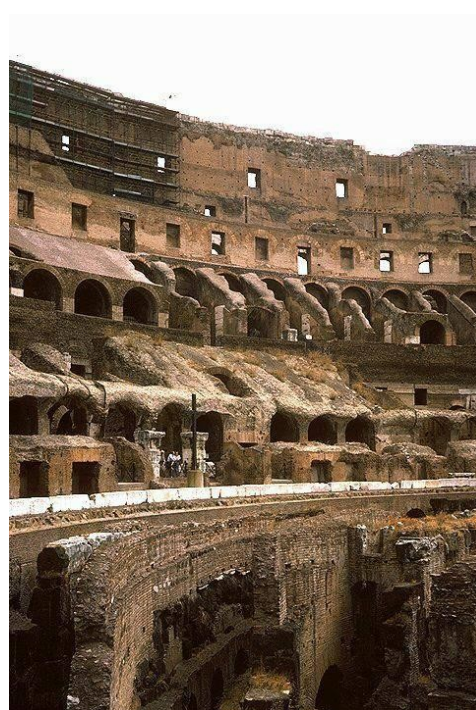


Figura 2.4 – Coliseu – vista interna (arena) – (http://www.greatbuildings.com/cgi-bin/gbi.cgi/Roman_Colosseum.html/cid_1949090.gbi)

Com a Idade Média, Neville⁴⁷ aponta que houve declínio geral na qualidade e uso do cimento e somente no século XVIII, se registrou avanço da tecnologia desse material. Conta a história, que, em 1756, John Smeaton, encarregado de reconstruir o farol de Eddystone, ao largo da costa de “Cornish”, descobriu que se obtinha uma argamassa melhor, quando a pozolana era misturada ao calcário com elevado teor de argila. Identificando, assim, a importância da argila, até então, considerada indesejável, Smeaton foi o primeiro a entender as propriedades químicas da cal hidráulica e a estabelecer, segundo Davis⁵¹, como fundamental a presença da argila na rocha calcária, para garantir as propriedades hidráulicas às referidas argamassas. Seguiu-se, nesta época, o desenvolvimento de outros cimentos hidráulicos como cimento romano (“roman cement”), obtido pelo inglês James Parker, em 1796, que segundo Dorfman⁵², é um dos mais antigos marcos citados como precursores do cimento moderno. Observa este autor, que: “o roman cement era produzido pela britagem, queima e moagem (exatamente nesta ordem) de uma rocha rica em calcário e argila”, e, ainda, conforme comenta Quietmeyer⁵³ esse cimento se constituía em uma tentativa no fim do século XVIII, de se conseguir uma argamassa com propriedades hidráulicas.

Segundo Dorfman⁵², o francês Jean Louis Vicat (1786-1861) teve o mérito de em 1813, obter pela primeira vez a cal hidráulica artificial. Este renomado pesquisador publicou, o resultado de suas pesquisas, em trabalho intitulado: “Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les bétons et les mortiers ordinaires”, no qual descreve uma série de experiências e seus resultados referentes à argamassas e concretos feitos com diferentes misturas de cales naturais e argila. Também, observa Ferrari^{54,55} que nesse ano de 1818, Maurice de Saint-Léger, sob orientação de Vicat, patenteou o processo de fabricação de cales hidráulicas artificiais, obtidas da calcinação de calcário e argilas à temperatura de ordem de 1000°C, e que, somente a partir de 1826, inicia-se a fabricação regular da cal hidráulica artificial numa instalação situada em Moulineaux, perto de Paris.

No mesmo período, em 1824, Joseph Aspdin, patenteia na Inglaterra, o “Cimento Portland” como o produto obtido pela mistura em proporções apropriadas de materiais contendo sílica, alumina e óxido de ferro aquecido até a temperatura de clínquerização, moendo-se o clínquer resultante. A designação “Cimento Portland” foi dada devido à semelhança de cor e qualidade com o calcário da ilha de Portland. Newlon Jr.⁵⁶ faz referência que o processo patenteado por Aspdin, difere do

processo de Maurice de Saint-Léger, quanto à temperatura de calcinação, que é bastante mais alta.

A caracterização do cimento portland descrita acima é praticamente a mesma referida em várias normas atualmente no mundo, incluindo-se a adição de gesso após a queima e a possibilidade da adição de outros materiais.

Segundo Coutinho⁵⁷ o avanço na qualidade dos concretos e argamassas se deu a partir da fabricação do cimento Portland em escala industrial.

A propósito, afirma Canovas^{58,59} que o protótipo do cimento moderno foi produzido em escala industrial por Isaac Jonson, no ano de 1845, conseguindo obter temperaturas suficientemente elevadas para a clinquerização da mistura de argila e cal empregadas como matéria prima.

Apesar da observação de Idorn⁴⁹, já citada, da não utilização de armaduras de ferro nas grandes obras do Império Romano, a idéia de se associar barras metálicas à pedra ou argamassa com a finalidade de aumentar a resistência às solicitações de serviço, conforme Vasconcelos^{60,61}, remonta dessa era. Comenta este autor que durante a recuperação das ruínas das termas de Caracella em Roma, notou-se a existência de barras de bronze dentro da argamassa de pozolana, em pontos aonde o vão a vencer era maior do que o normal na época. Também, segundo esse autor, a associação do aço com a pedra natural aparece pela primeira vez na estrutura da Igreja de Santa Genoveva, em 1770, hoje, Pantheon em Paris. Observa ainda, que: “com o senso admirável de Rondelêt, foram executadas nessa obra, em pedra lavrada, verdadeiras vigas modernas de concreto armado, com barras longitudinais retas na zona de tração e barras transversais de cisalhamento. As barras longitudinais eram enfiadas em furos executados artesanalmente nas pedras, uns em seguida aos outros e os espaços vazios eram preenchidos com uma argamassa de cal: trabalho para operários cuidadosos e de excepcional habilidade!”.

Por oportuno o francês Rondelêt⁶², publicou em 1802, o “*Traité de l’Art de Bâtir*”, posteriormente traduzido para o inglês, o alemão, o italiano e o espanhol. Este tratado trouxe, segundo Mislin⁶³ importante contribuição para o desenvolvimento do concreto, apresentando a técnica do “Pisé”, precursora das técnicas modernas de concretagem. Observa Dorfman (2003, p. 29) que:

“...tanto o procedimento de canteiro quanto os equipamentos, ferramentas e os materiais que fazem parte da técnica do Pisé, estão descritos na obra de Rondelêt, correspondendo perfeitamente às técnicas características dos tratados de construção e arquitetura publicados a partir do início da Revolução Industrial”.

Consta da ampla literatura sobre a história do concreto, que a primeira publicação sobre “cimento armado”, como era conhecido o concreto armado até 1920, foi de autoria do engenheiro francês, o qual se refere a construção de um barco com um material denominado por ele de “ferciment” que corresponde a uma parede delgada de argamassa de cimento armada com malha de ferro, fabricado em 1849 e patenteado em 1855, por ocasião da Exposição Universal de Paris. Cita Martorelli et al.⁶⁴ que tomando como base a data de construção do barco de Lambot, a Câmara Sindical dos Construtores de Concreto Armado da França, comemorou em novembro de 1949, o centenário do concreto armado. Antes da patente de Lambot em 1855, o inglês W.B. Wilkinson, obteve em 1854, a primeira patente significativa concedida a elementos construtivos feitos de concreto e ferro, produzindo lajes com esses materiais, como se refere Dorfman⁵².

Em 1861, segundo Collins⁶⁵ e Canovas⁵⁹ o francês François Coignet, compreendendo o papel que desempenham o concreto e o ferro como parte integrante de um novo material, publicou importante livro sob o título: “Betons Agglomérés”.

Partindo da idéia da associação de barras de ferro à argamassa, um comerciante de plantas ornamentais, paisagista e horticultor, Joseph Monier, em 1877, patenteou um método para construção de vasos de plantas, de “cimento armado”, sem embasamento teórico, e apenas com base no seu espírito prático e tino para negócios, como aponta Vasconcelos⁶⁰.

Mais significativas que as patentes anteriores, para o concreto armado de hoje, conforme Peters⁶⁶, foram às obtidas pelo norte-americano Thaddeus Hyatt no período de 1871 a 1881, na Inglaterra, em lajes e vigas em concreto armado comentário enfatizado por Dorfman. Comenta Vasconcelos, que o advogado Thaddeus Hyatt, nascido em New Jersey, era possuidor de grande capacidade inventiva e de muito interesse por assuntos técnicos, realizando diversos ensaios com o concreto nos anos de 1850.

Em 1886, Gustav Wayss adquire de Monier a patente para produzir construções com esse material na Alemanha e juntamente com Matthias Koenen, publicam os

fundamentos teóricos sobre concreto armado. Ao fazerem este relato Vasconcelos⁵⁷ e Isaia¹ comentam que seis anos mais tarde, em 1892, François Hennebique, na França, tornou essa modalidade de construção amplamente conhecida, ao modificar as patentes até então existentes. Ainda, segundo Kaefer⁶⁷, Hennebique difundiu a sua atuação pelo continente Europeu, e pelas América, África e Ásia, com diversos escritórios e patentes de utilização do concreto. Observa, no entanto, Isaia (2005, p. 45) que:

“...apesar do sucesso empresarial de Hennebique até a primeira década do século XX, foi o engenheiro alemão Gustav Wayss, por meio de sua empresa construtora Wayss & Freytag, quem disseminou o uso do concreto, estabelecendo filiais em vários países: primeiramente na Argentina e no Uruguai, na América do Sul e, após no Brasil”.

No início do século XX; acrescenta Dorfman⁵² surgiu o “béton frétté”, considerado a contribuição mais significativa do francês Louis Armand Considère, à ampliação do uso do concreto, que consistia na aplicação de armaduras em espiral em colunas, princípio até hoje utilizado em pilares e em estacas. Conforme Draffin⁶⁸, também comentado por Dorfman apesar de Hyatt já haver patenteado o uso de armaduras em espiral, esta utilização ficou associada à patente do “béton frétté” proposta por Considère.

No Brasil, a história da introdução do concreto armado, está intimamente associada ao nome do engenheiro Emílio Baumgart, considerado por Vasconcelos⁶⁰ como o “pai do concreto armado no Brasil”. Durante os seus estudos, Baumgart, relata Vasconcelos, estagiou com o alemão Lambert Riedlinger, que havia chegado ao Brasil em 1912, e fundado a Companhia Construtora em Cimento Armado. Com a experiência adquirida com Riedlinger, Baumgart, ainda como estudante, projetou a ponte Maurício de Nassau em Recife. Outros nomes citados pelo Prof. Augusto Carlos de Vasconcelos, associados aos primórdios da história do concreto armado no Brasil, são os de Saturnino de Brito, construtor das obras de saneamento nas cidades de Santos e do Recife nas primeiras décadas do século XX, e dos engenheiros Antonio de Paula Freitas no Rio de Janeiro, Antonio Alves Noronha, Paulo Fragoso, Sérgio Marques de Souza e Ary Frederico Torres, diretor do Laboratório de Ensaios de Materiais da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, entre outros. O engenheiro Ary Torres publicou em 1927 trabalho pioneiro, no Boletim EPUSP nº 1, intitulado “Dosagem dos Concretos”.

No que concerne ao estudo dos materiais e das estruturas, de interesse às análises estruturais e à introdução da segurança, destaca-se, ao longo da história, conforme relatado por Cremonini²², das obras retrospectivas de Blockley⁶⁹ e Randall Jr⁷⁰, as seguintes referências, consideradas “emblemáticas”, cronologicamente: numa primeira época remota, a obra de Aristóteles (384 – 322 a.C.) denominada “Mechanika”, tida como a mais antiga da engenharia, na qual há citações sobre rupturas de peças de madeira; seguindo-se os livros escritos pelo arquiteto romano Vitruvius⁴⁶, no século I, sobre a arte de construir, traduzidos, como citado anteriormente, diretamente do latim.

Numa segunda fase, aparecem, os estudos de Leonardo da Vinci (1452-1519) sobre o comportamento de vigas em flexão e sobre o comportamento experimental em barras de ferro. Em 1570, o compêndio do também arquiteto italiano Palladio referindo-se à construções de pontes de pedras e de madeira, e, em 1638, a obra de Galileu : “Discorsi e dimonstrazioni matematiche intorno à due nuove scienze”, abordando o cálculo de tensões em diversas peças estruturais. Timoshenko⁷¹ em seu livro “History of strength of materials”, enfatiza os trabalhos publicados por Hooke “De potentia restitutiva”, em 1678, e por Coulomb, em 1777, intitulado “Sur une application des régles de maximis et minimis à quelques problemes de statique relatifs à l’architecture”, considerando-os como marcos para o desenvolvimento da mecânica e do estudo dos materiais na construção civil, conforme comenta Cremonini²². O primeiro estudava as propriedades elásticas dos materiais, relacionando as tensões e as deformações; e no segundo, Coulomb apresentava os resultados de rochas submetidas a esforços de tração, cisalhamento e flexão, estabelecendo, segundo Timoshenko, as premissas para os projetos de concreto armado. Em retrospecto sobre a mecânica das estruturas, Cremonini²² relaciona, ainda, com pertinência, em seqüência histórica as contribuições de: Mariotte (1620-1684), que estudou as vigas em balanço, com base na teoria da elasticidade, Euler (1707-1783): que promoveu diversos estudos sobre a resistência dos materiais, relacionados à flambagem dos pilares, que constituem a base do processo de cálculo atual; Poisson (1781-1840): que verificou a contração lateral de barras tracionadas, estabelecendo uma relação constante dentro do limite elástico do material e, finalmente, Saint Venant (1797-1886): que desenvolveu estudos à respeito esforços cortantes em vigas, analisando as deformações e chegando a estabelecer tensões admissíveis para os materiais, como enfatiza Cremonini²². São

relevantes ainda, conforme Blockley⁶⁹ e Randall Jr.⁷⁰, as publicações de Young, em 1807, introduzindo o conceito do módulo de elasticidade, e de Navier, em 1826, abordando os conceitos do limite elástico dos materiais e do processo das tensões admissíveis. Segundo Cowan^{72,73}, esta publicação de Navier, em 1826, intitulada “Résumé des leçons données à L’École des Ponts et chaussés sur l’application de la mécanique à l’établissement des constructions et des machines”, que apresenta a análise da flexão, como resultado de uma ação conjunta de tração e compressão; teve como base a teoria da elasticidade de Hooke. Navier é considerado por Peters⁶³ como o precursor da estática analítica.

Em sequência refere-se Randall Jr.⁷⁰, ao livro publicado por Rankine, em 1883, denominado “Manual de engenharia civil”, fazendo alusão ao “*fator de segurança*” aplicado tanto às cargas atuantes quanto aos materiais resistentes.

Do ponto de vista da contribuição de caráter científico à análise estrutural do concreto armado, Dorfman⁵² aponta, como um significativo passo, a publicação em 1877, do já citado Thaddeus Hyatt: “An account of some experiments with Portland-Cement-Concrete combined with iron as building material with reference to economy in construction and for security against fire in the making of roofs, floors and walking surface”, trabalho este, também referenciado por Vasconcelos⁶⁰. Neste estudo, Hyatt chegou a seguinte conclusão: que a resistência à compressão da massa de concreto localizada acima da linha neutra de uma viga seria suficiente para equilibrar a resistência à tração da porção localizada abaixo da linha neutra. Ao mesmo tempo sugeria a colocação de barras de ferro na porção inferior da viga, abaixo desta linha para garantir-se a resistência à tração da peça. Refere-se Vasconcelos à excepcional sensibilidade de Hyatt na percepção do comportamento do concreto nos ensaios que realizava. Faz menção ao caso de duas vigas ensaiadas por Hyatt, comentando, a propósito, que: “se pode apreciar sua notável intuição ao ancorar admiravelmente bem os estribos e prever a inflexão da armadura inferior na direção dos apoios”. Outra contribuição importante de Hyatt, enfatizada por Dorfman foi a verificação da resistência do concreto armado ao fogo, a qual ele atribuiu estar baseada na semelhança entre os coeficientes de dilatação de ambos os materiais. Com respeito ao trabalho supracitado de Thaddeus Hyatt, Collins⁶⁵ chama a atenção sobre a fundamentação, com base nos cálculos matemáticos e desenhos, das citações e conclusões nele contidas, valorizando o seu caráter científico, fato este também apontado por Dorfman. Este último autor se refere também, aos relatórios

apresentados à Sociedade de Engenheiros Civis da França, em 1894, por Edmond Coignet e N. de Tedesco, intitulado: “Le calcul des ouvrages en ciment avec ossature métallique”. Neste trabalho, segundo Cowan^{72,73} e Emperger⁷⁴, depreendem-se duas conclusões importantes; que também, segundo Dorfman⁵², pelos seus significados, contribuíram para a formulação de uma teoria do cálculo de estruturas de concreto armado. A primeira dessas conclusões é que: é possível se considerar o concreto armado como material homogêneo, e, a segunda: é, que, para tanto, se introduza no método de cálculo, um fator que representa a relação entre os diferentes coeficientes de elasticidade do concreto e do metal. Conforme os autores supracitados, a segunda destas conclusões tornou possível corrigir o erro cometido por Mathias Koenen, em um artigo publicado em 1886 na Alemanha na “Zentralblatt der Bauverwaltung” (Folha Central da Administração de Obras), sobre a posição equivocada da linha neutra na metade da altura da seção resistente de uma viga de concreto armado. Apesar deste fato, Koenen é unanimemente apontado na literatura, como um dos responsáveis pela fundamentação teórica-científica do cálculo de estruturas de concreto armado. Vasconcelos⁶⁰ comenta que foi Mathias Koenen, encarregado, como engenheiro de órgão público na Alemanha, de conduzir os trabalhos de provas de carga, promovidas por Gustavo Wayss, com a finalidade de provar que existiam vantagens econômicas ao se colocar armaduras de ferro dentro do concreto. Com base nestes trabalhos, Koenen, então, concluiu que a função do ferro deveria consistir em absorver as tensões de tração, ficando para o concreto, sozinho, a responsabilidade de resistir às tensões de compressão.

Em seqüência, Emil Mörsch, publicou em 1902 o trabalho “Der Betoneiserbaun-seine Anwendung end seine Theorie” (“A construção com concreto armado- sua aplicação e sua teoria”), considerado por Peters⁶⁶ como a primeira teoria completa sobre o concreto armado. Esta obra teve o mérito, enfatiza Dorfman⁵², de difundir o conhecimento do concreto armado e divulgar os resultados de uma série de testes que Mörsch havia realizado referente aos coeficientes de elasticidade do concreto submetido à compressão. Por fim, relata que o lançamento das primeiras normas de projeto e cálculo de construções de concreto armado, na primeira década do século XX, foi liderado pela Suíça, em 1903, com a publicação das normas provisórias da “Schweizerischer Ingenieur und Architektverein” (União de Engenheiros e Arquitetos Suíços), seguindo-se, conforme Straub⁷⁵, na Europa, pela Alemanha em 1904, França em 1906 e Itália e Áustria em 1907.

Com relação à introdução da normalização do concreto armado no Brasil, alinhem-se, cronologicamente, com base na obra de Vasconcelos⁶⁰:

1905 – A primeira iniciativa no Brasil no tocante a normalização se deve ao notável Eng. Saturnino de Brito, com a publicação de suas “Cadernetas de Instruções e Especificações para a Construção dos Esgotos”, em número de seis, para a Comissão de Saneamento de Santos; consideradas pelo Eng. Ary Torres como as primeiras realizações notáveis no campo das especificações e normas;

1929 – “Código de Obras Arthur Saboya”, conhecido como “Código Saboya”, desenvolvido pelos engenheiros Arthur Saboya e Silvio Cabral de Noronha, se constituiu no primeiro passo em direção à normalização do concreto armado no Brasil; posto em vigor em São Paulo, em 19/11/1929, pela Lei nº 2427. Este código é abrangente sendo o concreto armado tratado nos artigos 378 a 403;

1930 – O passo seguinte na evolução das normas se deu com a criação em janeiro de 1930 no Rio de Janeiro da revista denominada “Cimento Armado” de propriedade dos Engenheiros Mário Cabral e José Furtado Simas, tendo o Eng. Humberto Menescal no cargo de redator responsável, que se constituiu na primeira publicação técnica brasileira especializada em concreto armado. A partir desta revista surgiu a Associação Brasileira de Concreto – ABC, com a publicação em 1931 do 1º Regulamento para Estruturas de Concreto Armado;

1937 – Surge pela primeira vez a denominação de “norma”, com a publicação pela Associação Brasileira de Cimento Portland – ABCP, fundada em 1936, no Rio de Janeiro, das “Normas para Execução e Cálculo de Concreto Armado”, que passaria a ter âmbito nacional. Comenta Vasconcelos⁶⁰, que essa norma da ABCP evoluiu bastante em relação à anterior da ABC, corrigindo distorções existentes, entre as quais a eliminação da exigência da apresentação das matrizes na resolução de estruturas hiperestáticas. Também, por iniciativa do Engenheiro Telêmaco Van Langendonck, foram introduzidos novos termos em substituição aos galicismos anteriores: cambamento em lugar de “flambage”, mísula em lugar de “voûte”, cintado em lugar de “fretado”;

1940 – Em 1940 foi criada a Associação Brasileira de Normas técnicas – ABNT que resultou das famosas reuniões dos Laboratórios Nacionais de Ensaios de Materiais, em número de três. Iniciadas em 1938 no Rio de Janeiro, em 1939 em São Paulo, culminando na 3ª reunião, no Rio, com a fundação da ABNT, em 24 de setembro de 1940 por iniciativa do Eng. Paulo Sá. Este engenheiro havia apresentado um

trabalho intitulado “A Estatística na Tecnologia” no qual abordava os problemas relativos à amostragem, ao coeficiente de segurança e às especificações. Com este trabalho Paulo Sá enfatizava a necessidade da normalização técnica no Brasil. Neste mesmo ano de 1940 a ABNT publicava a 1ª norma oficial, a NB1/1940⁷⁶: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado.

2.2 Evolução dos métodos e critérios de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto.

Com relação à consideração da resistência dos materiais nos métodos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, Helene e Terzian⁷⁷ chamam a atenção, inicialmente, sobre a importância do controle da resistência do concreto das estruturas. Avaliar se o que está sendo produzido, está em correspondência com o que foi previamente adotado no dimensionamento da estrutura, faz parte da própria concepção do processo construtivo como um todo.

Os métodos de dimensionamento de estruturas desenvolvidos a partir do século XX, em vários países, eram baseados *em princípios deterministas para os carregamentos e deformações*, com a adoção de *coeficientes* visando estabelecer uma “*margem de segurança*” de utilização da estrutura com relação à sua ruína. *A introdução de conceitos probabilistas*, considerando os carregamentos e as *resistências dos materiais como variáveis aleatórias*, foram propostos em 1949 por *Balaca e Torroja*⁷⁸.

Entre os anos de 1960 e 1980, as experiências internacionais normativas sobre as estruturas de concreto e o desenvolvimento dos métodos estatísticos, trouxeram a reformulação de alguns conceitos anteriores, principalmente os relativos à consideração da resistência dos materiais nos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural. A evolução do conhecimento das distribuições das resistências mecânicas dos materiais de construção, em particular o aço e o concreto, conduziu à discretização nos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural, separando-as das demais variáveis inerentes ao projeto porém ainda desconhecidas. Comentam Helene e Terzian⁷⁷ (1973, p.46): “esta separação, se por um lado contribui para melhor separação dos coeficientes de segurança à realidade,

pois estes passam a representar um maior número de variáveis desconhecidas, por outro, aumenta a importância do controle da variabilidade dessas resistências, conforme se pode observar percorrendo historicamente a evolução dos métodos de introdução da segurança no projeto estrutural normalizado no Brasil”.

Em 1931, a Associação Brasileira de Concreto – ABC publicou o seu Regulamento⁷⁹ que reuniu as recomendações de cálculo consagradas na época. *O critério de dimensionamento apresentado tinha por base o método das tensões admissíveis. Neste método é admitida a limitação das tensões atuantes no elemento estrutural, aos valores do quociente das tensões médias de ruptura dos materiais por um coeficiente de segurança interno $v_i > 1$, determinado empiricamente, englobando todas as incertezas.* É criticado por Helene^{77,80} e Zagotis⁸¹, uma vez que, além de não representar a segurança da estrutura, este coeficiente único não *distingue a variabilidade das resistências dos materiais da variabilidade das ações e da variabilidade das características geométricas dos componentes estruturais; não incentivando a busca pela melhoria da qualidade na execução da estrutura, já que a sua homogeneidade não é refletida no dimensionamento.* Não permitia também o aproveitamento do controle eventual que se efetuasse sobre uma dessas variáveis. Fusco⁶, analisa, do ponto de vista da resistência do concreto, sob três aspectos fundamentais, constantes do capítulo V do referido Regulamento⁷⁹:

1) “Definição da resistência básica (característica) do concreto à compressão a partir da qual é avaliada a segurança das estruturas”:

“...A resistência-limite de ruptura após 28 dias R_{c28} , (...) (a partir da qual se calcula as tensões admissíveis) (...) é aquela obtida sobre cubos, de acordo com o boletim nº 1 do Laboratório da Escola Polytechnica de São Paulo...”

“Como se verifica, não há uma definição explícita, podendo ser entendida como a resistência média a 28 dias. *Até 1960 a resistência média do concreto foi tomada como resistência básica de referência a partir da qual era avaliada a segurança das estruturas, com base nas tensões admissíveis.*”

2) “Definição da resistência de dosagem, ou seja, resistência média a partir da qual se faz o proporcionamento do concreto a ser produzido na obra”:

“Não há indicação clara a esse respeito, podendo-se entender apenas que esta deve satisfazer à *resistência, f_{cm28} , desejada.* Não se permitia considerar concretos

dosados racionalmente com resistência média superior a 26MPa nem produzir concretos arbitrariamente com relação água/cimento superior a $0,73$ ”.

3) “Controle da resistência característica (básica) do concreto à compressão”:

“... O concreto dosado racionalmente será controlado, nos dias da concretagem na obra, com a determinação da umidade e da graduação dos agregados, e com a execução de provas de resistência à compressão ...”

Observa-se que não há uma definição de como se controlar a resistência f_{cm28} . Entende-se que o controle é feito pela média dos resultados de ensaio, realizando-se *peelo menos um ensaio por dia de concretagem*”.

Se compararmos a capacidade de produção diária do concreto na época desse Regulamento com a atual, essa exigência de amostragem diária pode ser considerada como rigorosa.

Em 1937 a Associação Brasileira de Concreto de Cimento Portland – ABCP introduziu numa norma⁸², pela primeira vez no mundo, como comentam Helene e Terzian⁷⁷, o cálculo no *regime de ruptura ou nos estados limites*, seja “de utilização” (referente ao funcionamento da estrutura), seja “limite último” (referente ao fim da vida útil da estrutura sob o aspecto portante). Este método foi posteriormente mantido pela ABNT na primeira NB-1 e nas versões subseqüentes até as mudanças introduzidas na NB1-60 como será abordada cronologicamente adiante. Apesar dessa alternativa mais correta, essa norma continuava considerando um único *coeficiente de segurança externo $\nu_e > 1$, que engloba todas as incertezas, e assim portanto, continuava impedindo o desenvolvimento e o interesse pela melhoria da qualidade dos materiais e da execução*. Para se obter uma redução no custo da estrutura era necessário uma redução do coeficiente global (ν) dificilmente observável em um número significativo de estruturas semelhantes. Helene^{77,80} e Modesto⁸³ comentam, com propriedade, mostrando que este coeficiente único, não leva em consideração a variabilidade do tipo de ações; não mede a segurança, pois materiais diferentes conduziram a uma maior ou menor segurança, e, pelas mesmas razões anteriormente citadas, não prioriza a busca pela melhoria da qualidade nas obras. Do ponto de vista da resistência do concreto, comparativamente com o Regulamento da ABC, foi mantida a resistência básica, confundida com a própria resistência média de dosagem do concreto, sem levar em conta a variabilidade do processo de produção do concreto.

Na NB-1:1960⁸⁴, os conceitos da estatística e da teoria da probabilidade parcialmente introduzidos representaram um enorme avanço para a época. Segundo Lobo Carneiro^{85,86}, esses conceitos, na época, foram adotados apenas por quatro países no mundo: a Inglaterra, a Alemanha Ocidental, a União Soviética e os Estados Unidos, que desde 1957, através do “American Concrete Institute – ACI⁸⁷”, já recomendava tal procedimento.

Com relação à resistência do concreto, conforme se verifica no Capítulo VI, dessa norma, houve uma grande evolução, como observam Helene e Terzian, explicitada a seguir:

1) Definição da resistência característica (básica) do concreto a partir da qual é avaliada a segurança das estruturas:

“... A *tensão* σ_R , na qual se baseia o cálculo das peças em *função da carga de ruptura (estádio III) ou a fixação das tensões admissíveis será igual à tensão mínima de ruptura do concreto à compressão, com 28 dias de idade, determinada em corpos-de-prova cilíndricos normais*”. Considera-se, para os fins desta Norma, como tensão mínima de ruptura do concreto à compressão, a definida pelas fórmulas seguintes:

- quando houver sido determinado o coeficiente de variação da resistência do concreto, com pelo menos 32 corpos-de-prova da obra considerada ou de outra obra do mesmo construtor e de igual padrão de qualidade:

$$\sigma_R = (1 - 1,64 \cdot V_d) \cdot \sigma_{c28}, \text{ mas não maior que } 0,8 \cdot \sigma_{c28};$$

- quando não for conhecido o coeficiente de variação:

$$\text{se houver controle rigoroso: } \sigma_R = \frac{3}{4} \cdot \sigma_{c28}$$

$$\text{se houver controle razoável: } \sigma_R = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{c28}$$

$$\text{se houver controle regular: } \sigma_R = \frac{3}{5} \cdot \sigma_{c28} (\dots)”$$

“Conclui-se, portanto, que a resistência característica (básica) f_{ck28} foi definida implicitamente como sendo o quantil de 5% de uma distribuição normal”.

Comentam os autores supracitados⁷⁷, que isto significava uma grande evolução em relação aos critérios anteriores, pois a resistência considerada no dimensionamento da estrutura constitui um valor que independe da variabilidade do processo de produção do concreto. Citam⁷⁷ (1993): “em outras palavras: significa dizer que o construtor é incentivado a melhorar o processo de produção e assim diminuir o custo

do metro cúbico de concreto produzido, abaixando a resistência média de dosagem, através de uma melhoria no processo de produção e controle. Se ele conseguir reduzir o coeficiente de variação do processo de produção, poderá imediatamente usufruir dos benefícios decorrentes da redução proporcional de consumo de cimento no traço de concreto”.

2) “Definição da resistência de dosagem, ou seja, resistência média a partir da qual se faz o proporcionamento do concreto a ser produzido na obra”:

“A dosagem passou a ser feita em função da resistência média f_{cm28} de forma a atender à resistência básica (característica) de projeto f_{ck} ”.

3) “O controle da resistência característica (básica) do concreto”:

“... O controle de resistência do concreto à compressão, obrigatório para os concretos dosados racionalmente, deve ser feito de acordo com os Métodos MB-2 e MB-3. A idade normal para ruptura é a de 28 dias (...). Deve-se fazer um ensaio para cada 30 m^3 de concreto lançado ou sempre que houver modificações nos materiais ou no traço (...). Cada ensaio deve constar da ruptura de, pelo menos, dois corpos-de-prova (...)”.

Como se observa não foi estabelecido nesta versão, lotes de concretagem, para se controlar o f_{ck28} , o que só seria estabelecido na versão seguinte da NB1.

Em 1978 a ABNT publica a NB1 – Projeto e Execução de obras de Concreto Armado¹⁴. O método de introdução da segurança no projeto estrutural aí proposto teve como base ampla *investigação internacional promovida* pelo “Comité Euro-Internacional du Béton” – CEB⁸⁸ e *considera as resistências e as ações como variáveis aleatórias*. Admite uma distribuição estatística dessas variáveis e fixa um só valor chamado característico. O método probabilista clássico ou ideal é bastante complexo, segundo Zagottis⁸¹, pois *considera todas as variáveis intervenientes como aleatórias, com distribuições de freqüências próprias e todas as possibilidades de análise estrutural, variando-se as características mecânicas e geométricas*. Adota-se uma simplificação, *tornando-o semi-probabilista*, considerando-se as solicitações e resistências dos materiais como variáveis aleatórias e a configuração de ruína por teoria determinista para uma dada probabilidade de ocorrência. Desta forma, *tanto as resistências dos materiais, como as ações, são representadas por valores característicos*, com probabilidade de ocorrência de 95%; ou sejam: para as resistências dos materiais, estas deverão ser superiores em 95% dos casos ao valor característico, e, para as ações, *95% destas, deverão ser inferiores ao valor*

característica adotado. Assim na NB1:1978¹⁴ a resistência básica ou *característica do concreto* f_{ck} , a partir da qual é avaliada a segurança das estruturas, é bastante clara e precisa, correspondendo ao quantil de 5% de uma distribuição normal de freqüências. Isso vale inclusive para o aço das armaduras.

A concepção básica dessa evolução dos critérios adotados, aqui comentada, foi sintetizada seqüencialmente por Helene e Terzian⁷⁷ pelos diagramas apresentados a seguir:

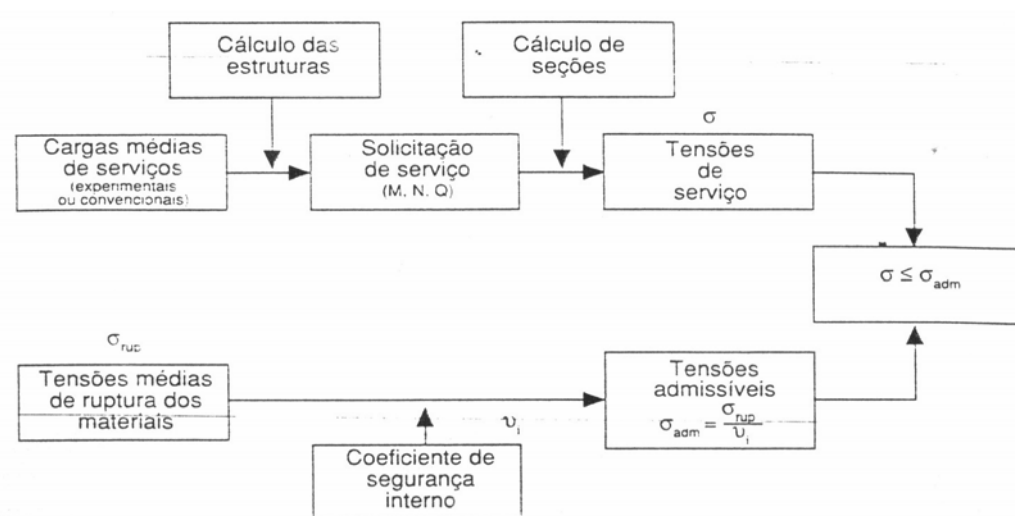


Figura 2.5 – Método das tensões admissíveis. Critério adotado pelo regulamento para as construções em concreto armado – ABC (1931)⁷⁷

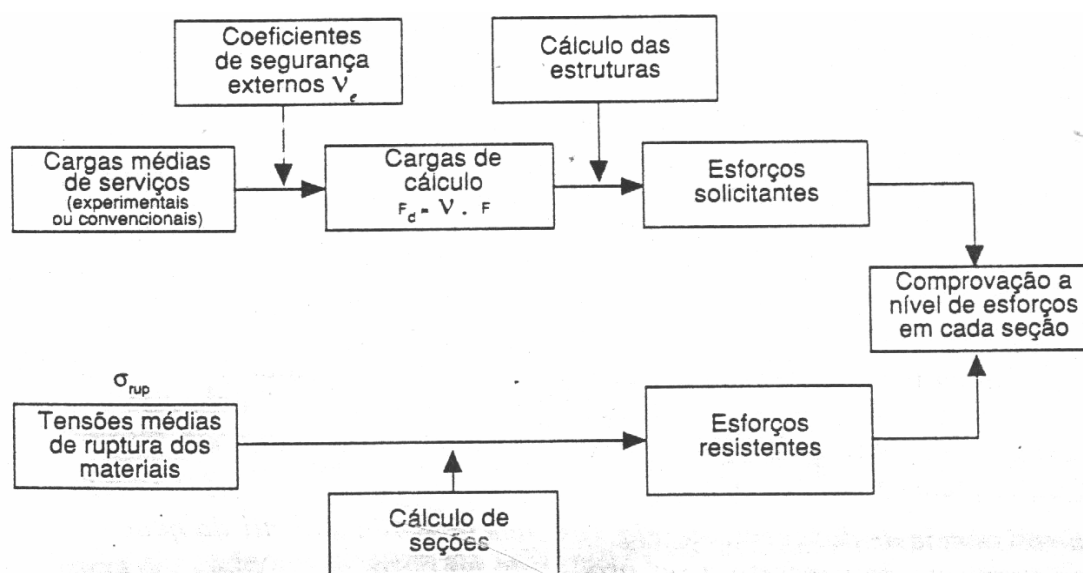


Fig. 2.6 – Método de cálculo no regime de ruptura. Critério adotado pela norma para execução e cálculo de concreto armado – ABCP (1937), mantidos nas NB-1 de 1940 e 1950⁷⁷.

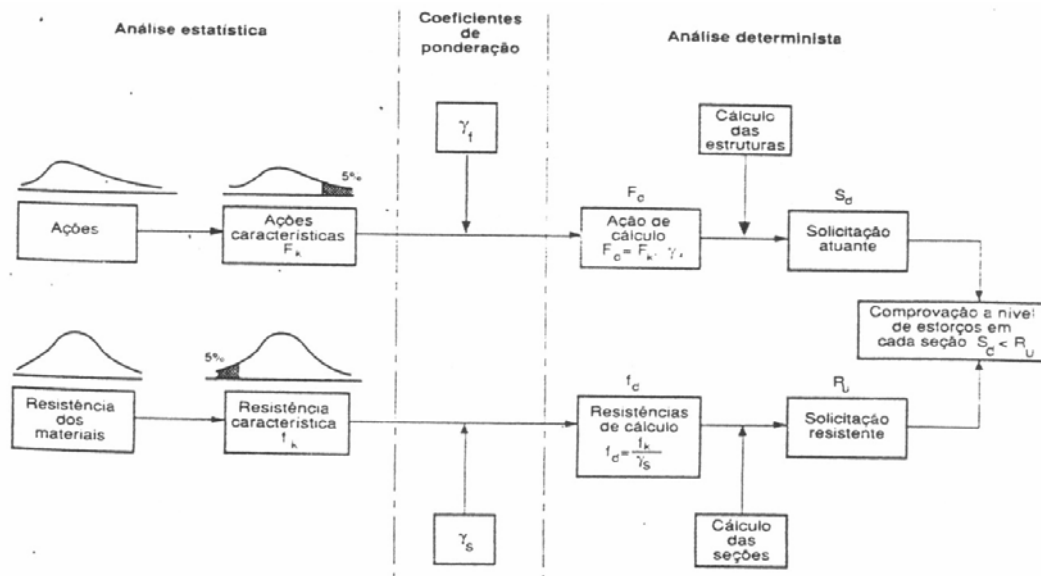


Figura 2.7 – Método parcialmente probabilista dos estados-limites. Critério adotado pela NB-1 – cálculo e execução de obras de concreto armado (1960)⁷⁷

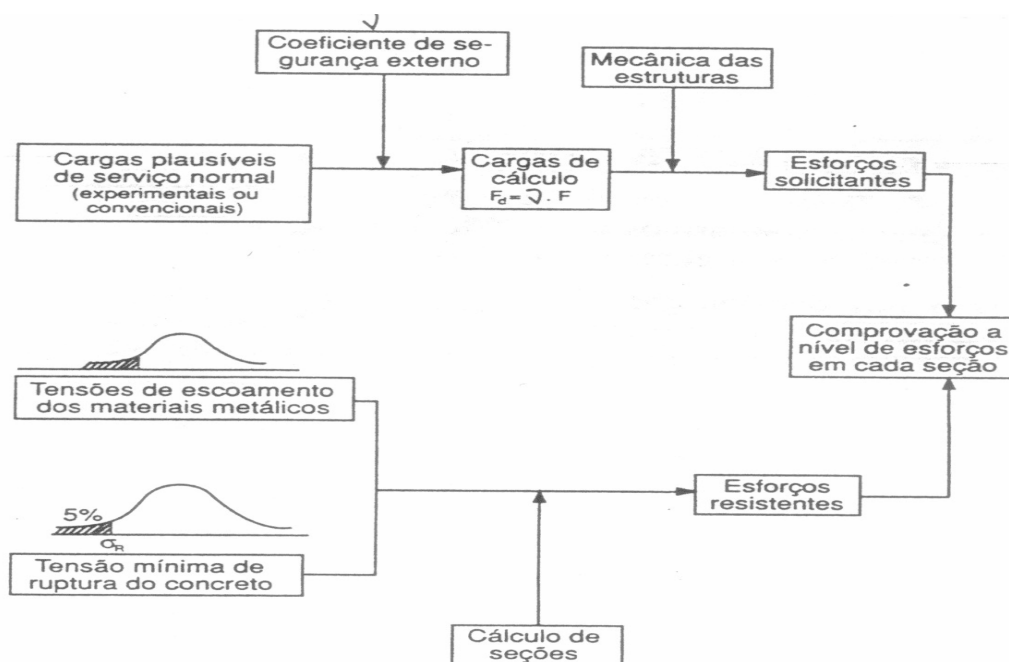


Figura 2.8 – Esquema simplificado da seqüência a seguir no dimensionamento de estruturas pelo método semiprobabilista (NBR 6118:1978)⁷⁷

Nesse último método consideram-se *coeficientes distintos* para as ações γ_f e para as resistências dos materiais γ_m , ambos compostos por três parcelas, segundo a NBR 8681:2003 e a NBR 6118:2003², ou seja, para o γ_f :

γ_{f1} – parte do γ_f que considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} - parte do γ_f que considera a probabilidade de ocorrência simultânea das ações;

γ_{f3} - parte do γ_f que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projetos do ponto de vista das solicitações;

e para o γ_m :

γ_{m1} - parcela do γ_m que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

γ_{m2} - parcela do γ_m que considera a diferença entre a resistência do material *no corpo – de- prova e na estrutura*;

γ_{m3} - parcela do γ_m que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista da resistências.

Com referência ao concreto, para essas respectivas parcelas, γ_{c1} , γ_{c2} e γ_{c3} , do coeficiente de ponderação denominado γ_c , são estabelecidos pelo CEB 128⁸⁹ os valores de : 1,07 a 1,32 para a primeira e de 1,10 para a segunda e para a terceira parcelas respectivamente, cujo o produto total varia de 1,29 a 1,60 ; sendo recomendado como valores finais para o γ_c os seguintes:

$\gamma_c = 1,4$ para condições rigorosas de execução e controle;

$\gamma_c = 1,5$ para condições normais de execução e controle;

$\gamma_c = 1,6$ para condições de pouco rigor na execução e controle.

Apresentam-se a seguir, cronologicamente, os aspectos relevantes em relação à segurança das estruturas de concreto da normalização brasileira publicada pela ABNT:

1940 : *NB -1:1940*⁷⁶: 1ª versão da norma NB-1- Cálculo e execução de obras de concreto armado (também a primeira norma produzida pela ABNT no Brasil) : norma de caráter determinista, adotando o método das tensões admissíveis.

1943 : *NB -1:1943*⁹⁰: 1ª revisão da NB -1/40 ,sem alterações significativas.

1950 : *NB -1/50*⁹¹: 2ª revisão da NB –1, com alterações nos coeficientes de segurança passando para 1,65 para todas as cargas permanentes em edifícios definidas na NBR 6120:1980⁹², e para 2,00 para as demais cargas acidentais e para as cargas móveis em pontes.

1960 : *NB – 1:1960*⁸⁴: nova revisão, desta feita com modificações importantes, já comentadas. Observa Cremonini²² que as principais inovações desta versão foram a consideração em separado das resistências do aço e do concreto e a adoção do *critério estatístico* para a resistência do concreto.

Esta versão continua adotando, para a hipótese de cálculo no estágio III (em função da carga de ruptura), o *coeficiente externo global de segurança*; propondo para as peças solicitadas à flexão simples e composta, o valor de *1,65 para as cargas permanentes e acidentais definidas na NBR-6120 e para os esforços de retração e variação de temperatura, e de 2,00 para as demais cargas acidentais*. Para peças solicitadas à compressão e tração axial, propõe, analogamente, *2,00 para a 1ª hipótese anterior e 2,40 para as demais cargas acidentais*.

1978 : *NB – 1:1978*¹⁴: nova versão registrada no INMETRO, em 1980, como NBR 6118:1980, apresentando grande modificação conceitual, passando do modelo determinista das versões anteriores para o *modelo probabilista ou semi-probabilista*, já abordado, privilegiando o critério dos *estados limites* em relação ao das tensões admissíveis. Dessa forma, passou a utilizar os *coeficientes de ponderação parciais* nos critérios de segurança. Inspirada no CEB 84/72⁸⁸, adotou os coeficientes de *majoração* do valor característico das ações γ_f e de *minoração* do valor característico da resistência dos materiais γ_m . Para o γ_f propôs o valor 1,4 e para o correspondente γ_c referente ao concreto, para o cálculo no estado limite último, o valor genérico de 1,4; podendo, eventualmente, ser reduzido para 1,3 para peças pré-moldadas executadas com controle rigoroso, ou aumentado para 1,5 para as peças em condições desfavoráveis de execução do concreto, tais como, nos processos de lançamento e adensamento deficientes e alta concentração de armaduras. Esses coeficientes serão multiplicados por 1,2 quando a peça estiver exposta a agentes agressivos ao concreto.

Com referência ao comportamento da resistência dos materiais é admitido que siga a distribuição normal, aceitando-se uma probabilidade de valores de 5% abaixo do valor característico f_k , ou seja : $f_k = f_m - 1,65s$; na qual f_m é a resistência média e s é o desvio padrão; o que já foi referenciado em relação à resistência característica do concreto à compressão f_{ck} .

No capítulo 16 que trata dos critérios de aceitação da estrutura, propõe, no item 16.2 - “Decisão a adotar quando não há aceitação automática”, além da revisão do

projeto prevista no subitem 16.2.1, *ensaios especiais do concreto*, propõe no subitem 16.2.2 a investigação direta da resistência através da extração de testemunhos, e, persistindo a dúvida a realização de prova-de-carga no elemento estrutural.

Sobre esta versão da NBR 6118:1980, Vasconcelos⁹³ e Fusco⁹⁴ observam que a aplicação conjunta dos coeficientes parciais de ponderação, $\gamma_f = 1,4$ e $\gamma_c = 1,4$, implicam na mesma ordem de grandeza do coeficiente global de segurança 2,00 preconizado pela NB – 1:1960, o que referenda que: embora por caminhos distintos, as duas versões da norma conduzem ao cálculo de estruturas equivalentes quanto à segurança e economia.

1992: em junho de 1992 foi lançada uma nova norma, registrada como *NBR 12655:1992*⁹⁵ – “Preparo, controle e recebimento de concreto”; na intenção de concentrar o enfoque, do então processo de revisão iniciado da NBR 6118:1980, no projeto de estruturas de concreto. A NBR 12655 aborda detalhadamente as fases da produção do concreto. No entanto, não faz *qualquer referência aos critérios de aceitação da estrutura nem às medidas a serem adotadas em caso da não aceitação do lote estrutural em exame*.

1996: *NBR 12655:1996*⁹⁶ – Nova versão da NBR 12655, trazendo pequenas alterações na análise quanto aos lotes de concretagem.

2006: *NBR 12655:2006*¹² – Atualização da versão anterior com o enfoque sobre a agressividade do meio ambiente e a durabilidade do concreto.

2000: *NBR 6118:2003*² – “Projeto de estruturas de concreto” – lançada preliminarmente em abril de 2000, publicada em 2003 e posta em vigor em 30 de março de 2004, cujo texto desta nova NB-1, foi elaborado por uma comissão de profissionais e de pesquisadores notáveis, tratando detalhadamente do projeto de estruturas de concreto simples armado e protendido, contendo 25 capítulos e anexos informativos complementares. Elaborada com base na experiência brasileira acumulada, sem desprezar, no entanto, as novas contribuições e a tendência à internacionalização das normas, incentivada pela ISO, à exemplo do “Eurocode 2”; traz tópicos inovadores, entre eles, aspectos atuais, concernentes a: garantia da qualidade, durabilidade das estruturas e aos princípios de análise estrutural.

Seus preceitos aplicam-se aos concretos normais, identificados *por massa específica seca maior do que 2000kg/m³*, do chamado grupo I de resistência (C10 a

C50), ou seja de 10 a 50MPa, conforme classificação da NBR 8953:1992⁹⁷- “Concreto para fins estruturais – classificação por grupos de resistências”.

No que tange aos coeficientes de minoração da resistência dos materiais, estabelece, com relação ao coeficiente de ponderação da resistência do concreto γ_c , para o cálculo no estado limite último os seguintes valores:

$\gamma_c = 1,4$ para condições normais de execução;

$\gamma_c = 1,2$ para condições especiais ou excepcionais de execução.

Prescreve a multiplicação deste γ_c por 1,1 para as condições desfavoráveis de execução (más condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura).

Para o caso do cálculo para estados limites de serviço, não prevê minoração, adotando de modo geral $\gamma_m = 1,0$ (item 12.7.2.2).

No tocante ao recebimento do concreto faz menção à obediência a NBR 12655:1996⁹⁶, explicitando em caso da existência de não-conformidade, as ações corretivas referenciadas no Capítulo 1 desta tese.

Por fim, com referência à *normalização internacional*, no que diz respeito ao coeficiente de ponderação da resistência do concreto, as prescrições indicam que o mesmo varia no intervalo de 1,25 a 1,70, a exemplo das normas mencionadas a seguir, analisadas comparativamente por Cremonini²², conforme descrição a seguir:

Espanhola - EH 88 e EH 91 – para o valor do γ_c :

$\gamma_c = 1,5$ para os casos gerais;

$\gamma_c = 1,7$ para controle reduzido (obras de pequena importância, sem ensaios);

$\gamma_c = 1,4$ para obras com controle intenso.

Francesa, citada pelo CEB 128 :

$\gamma_c = 1,5$ para os casos gerais.

Japonesa -JIS :

$\gamma_c = 1,3$ coeficiente único.

Inglesa - BS 1881:

$\gamma_c = 1,50$ para flexão ou compressão axial;

$\gamma_c = 1,25$ para cisalhamento;

$\gamma_c \geq 1,50$ para outros casos.

Polonesa – PN 76/B

$\gamma_c = 1,35$ para compressão;

$\gamma_c = 1,50$ para tração;

Russa (antiga União Soviética), segundo o CEB 128 :

$\gamma_c = 1,35$ para compressão em concretos comuns e leves;

$\gamma_c = 1,50$ para tração em concretos comuns e leves;

$\gamma_c = 1,50$ a $1,75$ para compressão em concretos celulares.

Estados Unidos - ACI 318⁹⁸ :

Segundo o ACI 318, o critério de segurança se baseia na aplicação de um coeficiente único de minoração (< 1), sem distinção entre as resistências do concreto e do aço, sobre a resistência nominal, cujo produto (resistência de projeto) deve ser igual ou superior ao esforço solicitante; este, obtido com a aplicação de um coeficiente de majoração das cargas. Para esse coeficiente de minoração, segundo as solicitações, são adotados os seguintes valores:

- flexão simples = 0,90;
- tração axial e tração axial com flexão = 0,90;
- compressão por esforço normal e por flexo-compressão: para pilares cintados = 0,75 e para outros tipos de armadura = 0,70;
- cisalhamento e torção = 0,85.

A resistência nominal é calculada segundo os critérios constante dessa norma, com base nas resistências especificadas para o concreto " f_c " e para o aço " f_y " limitada a 551MPa, não havendo limitação para a resistência do concreto.

Para as cargas o coeficiente de majoração é de 1,4 para o peso próprio e de 1,7 para as cargas acidentais, cargas de empuxo de terras e cargas devidas a ventos.

2.3 Importância e significado da resistência à compressão do concreto

A resistência mecânica é considerada *como o principal parâmetro, ou, o mais objetivo, isoladamente, para se avaliar a qualidade do concreto na estrutura. Em*

particular, a resistência à compressão simples, avaliada por rupturas de corpos-de-prova moldados do concreto ao sair da betoneira, os quais, obviamente representam uma resistência potencial a qual o concreto pode atingir na estrutura.

Em face da correlação da resistência à compressão com diversas características do concreto, entre elas a porosidade e conseqüentemente a sua durabilidade, comentada por Ahmad⁹⁹, é comum a classificação de concretos com base nessa resistência aos 28 dias. Nesse sentido são apresentadas nas tabelas que se seguem a classificação estabelecida pela NBR 8953:1992⁹⁷, bem como a sugerida por PRISKIN¹⁰⁰ abrangendo diversas categorias de concretos.

Tabela 2.1 – Classificação dos concretos para fins estruturais por classe de resistência⁹⁷

Categoria	Classe de resistência (números correspondem ao valor da resistência característica em MPa)
Grupo I	C10; C15; C20; C25; C30; C35; C40; C45; C50
Grupo II	C55; C60; C70; C80

Tabela 2.2 – Classificação dos concretos quanto à resistência à compressão segundo Prinski¹⁰⁰

Classificação	Resistência à compressão aos 28 dias (f_{c28})MPa
Concreto Comum	20 – 50
Concreto de Alto Desempenho	50 – 100
Concreto de Ultra Alto Desempenho	100 a 150
Concretos Especiais	> 150

Essas classificações são exclusivamente de cunho prático, evidenciando a simplicidade com que se adota este parâmetro como representativo da qualidade do concreto.

A avaliação, no entanto, dessa resistência nas estruturas acabadas é complexo.

O processo de produção do concreto, desde a consideração da variabilidade das características dos seus componentes, passando pelas etapas de mistura, transporte, lançamento, adensamento, e, por fim, a cura, introduz uma série de variáveis de difícil quantificação, abordadas por Petersons^{101,102} e Lewandowski¹⁰³, que levam a se considerar esta resistência “in situ” admitida como real, como inferior a dos corpos-de-prova supracitados, moldados e curados sob condições ideais.

As figuras a seguir apresentadas, de acordo com Helene e Terzian⁷⁷, sintetizam a análise dos diversos fatores que intervêm na resistência à compressão do concreto e na conceituação das resistências ditas: *potencial* e *real ou efetiva*.

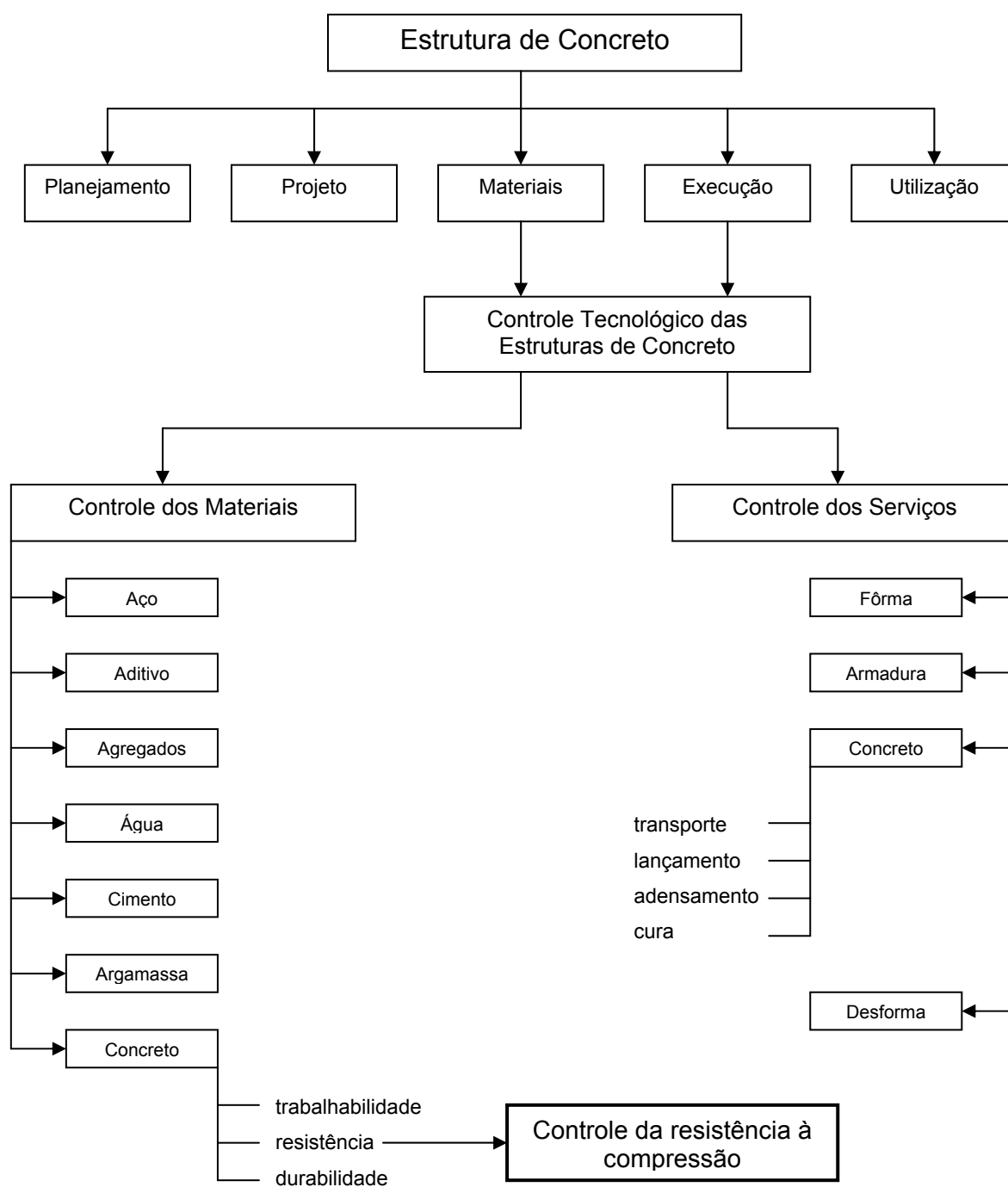


Figura 2.9 – Diagrama de blocos que esquematicamente situa o controle da resistência à compressão do concreto dentro da problemática mais ampla de controle tecnológico das estruturas de concreto⁷⁷

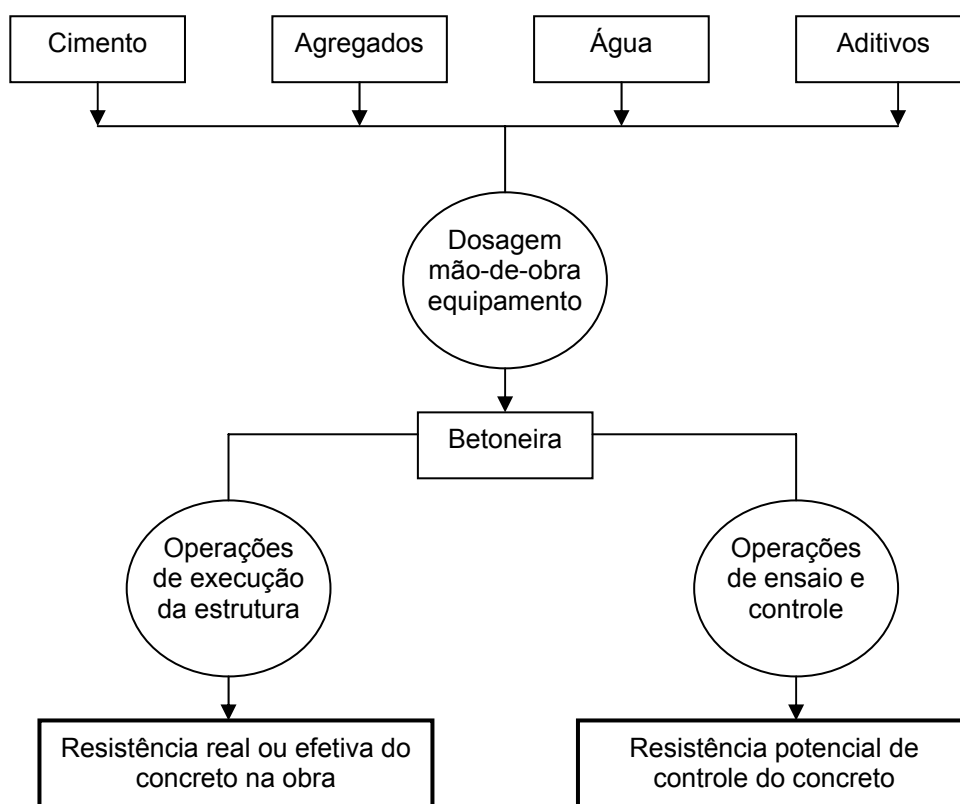


Fig. 2.10 – Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto⁷⁷

Observam esses autores, que a resistência do concreto, conceitualmente, não tem um único valor. Ela deve ser descrita como uma população com “n” valores tendendo para o infinito. A experiência tem demonstrado que quando o concreto é fabricado sob condições usuais e constantes, a distribuição desta população pode ser considerada normal ou “gaussiana” e representada por uma medida de posição, a média populacional (μ) e por uma medida de dispersão o desvio-padrão (σ).

Nesse particular a NBR 6118:1978 e a NBR 12655:1992, simplificam a distribuição de resistências, reduzindo-a a um só valor denominado resistência característica f_{ck} . Comentam os autores: “essa resistência característica, tanto é definida para o projeto estrutural quanto para fins de produção do concreto. No entanto está subentendido que se trata de um valor pertencente a uma população normal”.

O controle da resistência à compressão do concreto, situa-se dentro dessa necessidade de comprovação daquilo que está sendo executado frente ao que foi adotado no projeto da estrutura. A correspondência entre a resistência potencial do concreto à compressão, obtida através das operações de ensaio e controle e a resistência real ou efetiva do concreto na estrutura, deve ser estruturada através do controle tecnológico dos serviços envolvidos e é independente dos ensaios. Os

desconhecimentos relativos às variáveis que intervêm nessa correspondência são englobados pelo coeficiente de minoração da resistência do concreto γ_c , desde que a execução obedeça às técnicas atuais de bem construir expressas nos manuais e recomendações específicas e na própria NBR 6118.

Helene e Terzian⁷⁷ concluem que o uso do γ_c , equivale dizer que a resistência à compressão do concreto na *estrutura será sempre inferior, na mesma idade e condições, à resistência à compressão obtida dos corpos-de-prova de controle*. Excepcionalmente, em alguns casos de componentes de grande volume, moldados com concreto fluído do tipo auto-adensável, pode ocorrer que a resistência real do concreto na obra iguale ou supere a potencial obtida dos corpos-de-prova de controle.

Como se depreende, essa resistência *dita real ou efetiva, dificilmente pode ser conhecida*, a não ser em casos especiais, quando for possível ensaiar e romper o próprio componente estrutural. Assim é comum se trabalhar com a *extração de testemunhos, que também não fornece a resistência real do concreto em função de diversos fatores, entre os quais: a sua relação geométrica com o componente estrutural, nível de carregamento da peça, microfissuras e o corte de agregados causados pelo processo de broqueamento, conforme Helene¹⁷, Canovas⁵⁸ e Neville⁴⁷*, além de outros fatores que influenciam nesse processo de extração, os quais serão adiante abordados.

- *Parâmetro normativo de referência*

A resistência à compressão do concreto foi estipulada, tradicionalmente, pela normalização brasileira^{8,9}, como parâmetro para o dimensionamento estrutural, pela tensão de ruptura à compressão axial simples de um cilindro de concreto de (150 ± 3) mm de diâmetro e (300 ± 6) mm de altura. A partir da NBR 5738:1992⁸ passou-se a aceitar também corpos-de-prova de 10cm, 20cm, 25cm, 30cm e 45cm de diâmetro com relação altura/diâmetro de 2:1 e com tolerância de dimensões de 1% para o diâmetro e de 2% para a altura. Para o caso dos corpos-de-prova de (10cm x 20cm) e os tradicionais de (15cm x 30cm), não há qualquer prescrição, no referido texto normativo, de coeficiente de correlação entre esses 2 padrões aceitos. A única recomendação para o uso dos corpos-de-prova de (10cm x 20cm) é no que tange ao

diâmetro máximo do agregado graúdo que deve ser menor ou igual a $\frac{1}{4}$ do diâmetro *do molde* (correspondente a brita de 25mm). A respeito, Sobral¹⁰⁴ afirma que há uma nítida influência, comprovada experimentalmente, da relação altura/diâmetro para os corpos-de-prova cilíndricos, ou altura/largura da base para os prismáticos. O “Comité Européen du Béton” – CEB recomenda, quando não se dispõem de dados experimentais a adoção da relação entre 0,94 a 1,00 com valor médio de 0,97, entre a resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de (10cm x 20cm) em relação aos de (15cm x 30cm), tomado para estes, como referência, o valor unitário. Os corpos-de-prova devem ser moldados em formas estanques, de aço ou de outro material não absorvente e adensados, com soquete manual, em 3 camadas para os corpos-de-prova de 15cm x 30cm, aplicando-se 25 golpes por camada; e, em 2 camadas com vibradores mecânicos, conforme *a nova versão da NBR 5738:2003*⁸, *lançada em dezembro de 2003*. Para os de 10cm x 20cm, moldam-se em 2 camadas adensadas por 12 golpes cada uma ou em uma única camada por adensamento vibratório mecânico em acordo com a referida norma.

Esses corpos-de-prova, padrão, são curados úmidos e rompidos saturados na idade do ensaio, adotando-se em geral 28 dias como idade de referência, com os resultados expressos em megapascal ($1\text{Pa} = 1\text{N/m}^2$; $1\text{MPa} \approx 10\text{kgf/cm}^2$). A aceitação estatística dos lotes de concretagem estruturais tem também como base, na NBR 12655:2006⁹⁵, esse parâmetro acima descrito.

- *Definição dos parâmetros referentes à resistência à compressão a serem atendidos*

O principal objetivo do controle da resistência à compressão do concreto é a obtenção de um valor potencial, único e característico da resistência à compressão de um certo volume ou lote de concreto, afim de comparar esse valor com aquele que foi especificado no projeto estrutural e, conseqüentemente, tomado como referência para o dimensionamento da estrutura^{77,105}.

Segundo Rüsçh¹⁰⁶ a distribuição normal ou de Gauss é um modelo matemático que pode representar de maneira satisfatória a distribuição das resistências à compressão do concreto sempre que o coeficiente de variação ($v_c\%$), observado seja igual ou menor a 30%.

A curva de densidade de probabilidade das resistências é então admitida como normal e o valor característico é calculado em função da dispersão dos resultados, originados pelo processo de produção e ensaio.

O valor da resistência à compressão é indicado com a notação f_{ck} representado na figura 2.11.

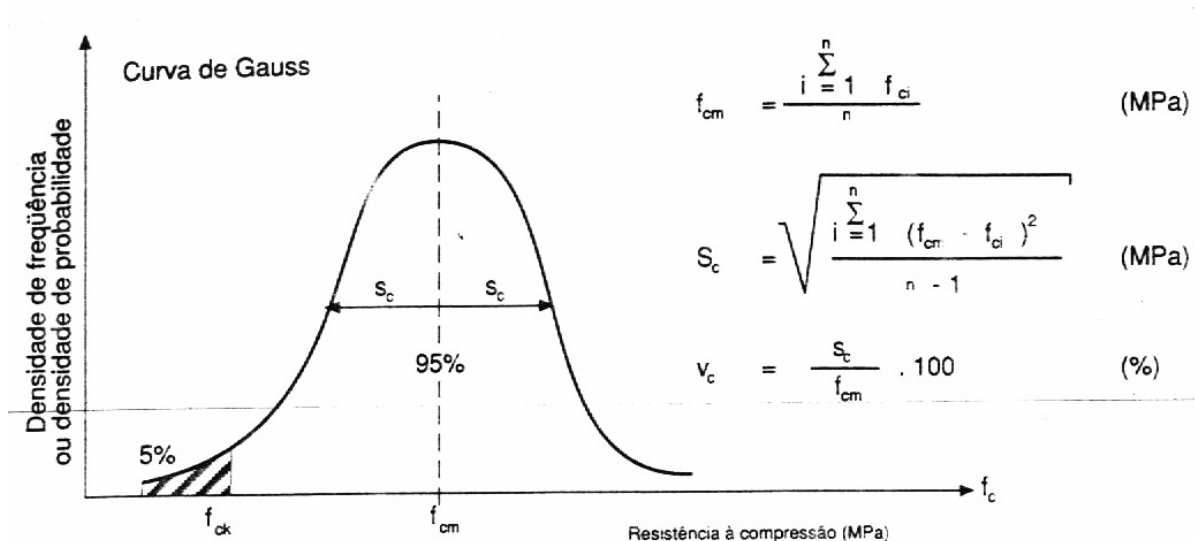


Figura 2.11 – Representação da distribuição da resistência à compressão do concreto⁷⁷

As definições dos parâmetros acima assim como dos envolvidos no controle estatístico de qualidade da resistência à compressão do concreto são condensados na tabela 2.3 seguinte.

Tabela 2.3 – Significados de alguns termos e notações empregados no controle do concreto⁷⁷.

Termo ou Notação	Significado
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão adotado pelo projetista estrutural. Está associada ao nível de confiança de 95%. A esse valor é aplicado o coeficiente de minoração para obtenção da resistência de cálculo f_{cd} do concreto à compressão;
$f_{ck,ef}$	resistência característica real ou efetiva do concreto à compressão, correspondente a uma região homogênea da estrutura, que tem uma probabilidade de 0,95 de ser igualada à resistência de um corpo-de-prova cilíndrico tomado aleatoriamente dentro da região. Essa resistência é impossível de ser conhecida pois seria necessário ensaiar todo o concreto da região considerada;

Termo ou Notação	Significado
$f_{ck,est}$	Resistência característica estimada do concreto à compressão, correspondente a um lote que se supõe homogêneo. É o valor obtido ao ensaiar alguns corpos-de-prova cilíndricos e aplicar os resultados num modelo matemático – o estimador. Resulta uma estimativa feita a partir de uma amostragem, e não uma certeza absoluta do valor da resistência característica real do concreto do lote em exame;
f_{cm}	resistência média do concreto à compressão obtida à j dias de idade, em MPa;
S_c	desvio-padrão do processo de produção e ensaio do concreto obtido de uma ou mais amostras, a j dias de idade, em MPa;
V_c	coeficiente de variação do processo de produção e ensaio do concreto obtido de uma ou mais amostras, a j dias de idade, em %;
f_{ci}	resistência à compressão individual de cada um dos n exemplares de uma amostra, à j dias de idade, em MPa;
Lote	Quantidade de concreto amassado em condições semelhantes (mesma população) e submetido a julgamento de uma só vez, podendo ser aceito ou rejeitado;
Unidade de produto	corresponde a cada amassada qualquer que seja o volume da betoneira
Amostra	conjunto de exemplares que se admite como representativos de um lote.
Tamanho da amostra	corresponde ao número de exemplares que constituem uma amostra.
Exemplar	corresponde ao valor da resistência à compressão f_{ci} que representa uma unidade de produto (amassada). É o valor mais alto de dois ou mais corpos-de-prova “irmãos” retirados da mesma amassada. Portanto, de uma betonada pode-se moldar p corpos-de-prova, porém o concreto dessa betonada (unidade de produto) será representado apenas por um valor numa certa idade conclusão

A NBR 12655:2006¹² considera para os critérios de aceitação do concreto do item 7.2.3, os seguintes estimadores:

Controle estatístico do concreto por amostragem parcial:

As amostras devem ser de no mínimo seis exemplares para os concretos do grupo I (classes até C50, inclusive) e de doze exemplares para os concretos do grupo II (classe superior a C50), conforme define NBR 8953:1992⁹⁷.

- a) para lotes com números de exemplares $6 \leq n < 20$, o valor estimado da resistência característica à compressão ($f_{ck,est}$), na idade especificada é dado por:

$$f_{ck,est} = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad \text{onde:}$$

$m = n/2$, desprezando-se o valor mais alto de n, se for ímpar;

f_1, f_2, \dots, f_m = valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente.

NOTA: não se deve tomar para f_{ckest} valor menor que $\psi_6 \cdot f_1$, adotando-se para ψ_6 os valores indicados na tabela abaixo:

Tabela 2.4 – valores de ψ_6 (correspondente a tabela 3 da norma NBR 12655, p. 7)

Condição de preparo	Número de exemplares (n)										
	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	≥ 16
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02
B ou C	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02

NOTA – os valores de n entre 2 e 5 são empregados para os casos excepcionais item 7.2.3.3

b) para lotes com número de exemplares $n \geq 20$:

$$f_{ckest} = f_{cm} - 1,65.S_d \quad \text{sendo:}$$

f_{cm} é a resistência média dos exemplares do lote em MPa;

S_d é desvio-padrão do lote para n-1 resultados em MPa

Controle do concreto por amostragem total (100%):

Consiste no ensaio de exemplares de cada amassada de concreto e aplica-se a casos especiais. Neste caso não há limitação para o número de exemplares do lote e o valor estimado da resistência característica é dado por:

a) para $n \leq 20$, $f_{ckest} = f_1$;

b) para $n > 20$, $f_{ckest} = f_i$ sendo: $i = 0,05n$ adotando-se no caso de i fracionário o número inteiro imediatamente superior.

Casos excepcionais:

pode-se dividir a estrutura em lotes correspondentes a no máximo 10 m^3 e amostrá-los com número de exemplares entre 2 e 5. Nestes casos excepcionais o valor estimado da resistência característica é dado por:

$f_{ckest} = \psi_6 \cdot f_1$ sendo ψ_6 é dado pela tabela 2.4 para os números de exemplares de 2 a 5.

No item 8 - Recebimento do concreto, a NBR 12655:2006¹² estabelece, em casos de ocorrência de não-conformidade, a obediência dos critérios constantes da NBR 6118:2003¹⁰

Aceitação ou rejeição dos lotes de concreto

Os lotes de concreto devem ser aceitos quando o valor estimado da resistência característica, calculado conforme 7.2.3, satisfizer a relação:

$$f_{ckest} \geq f_{ck}$$

NOTA - Em caso de rejeição de lotes deve-se recorrer aos critérios estabelecidos na NBR 6118

2.4 Métodos de análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas

Diversos métodos de ensaio são utilizados na avaliação de estruturas de concreto acabadas, desde os ensaios considerados não destrutivos, que não causam danos ao elemento estrutural até as provas-de-carga realizadas sobre o componente estrutural em análise.

Bungey¹⁰⁷ apresenta um resumo das etapas de um programa de investigação da qualidade do concreto nas estruturas, também referido por ALBA³⁷, partindo desde o seu planejamento até a análise e interpretação dos resultados, representada, na íntegra na figura 2.12.

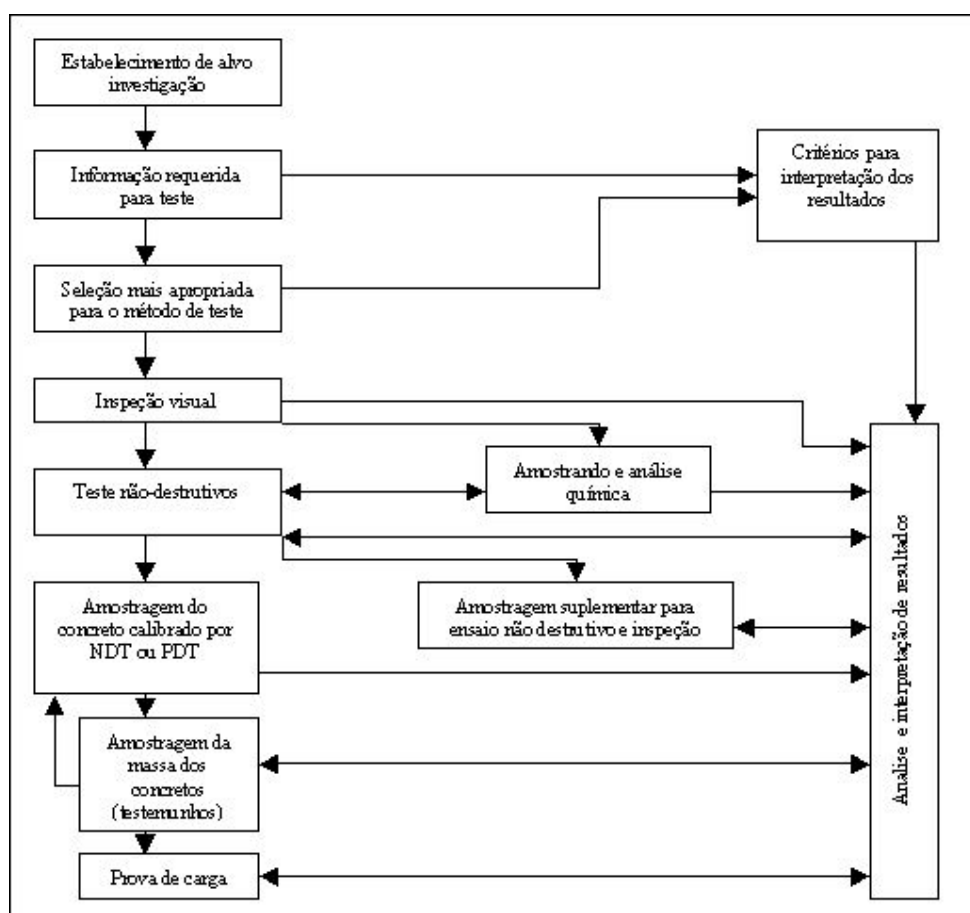


Figura 2.12 – Etapas de uma investigação – Bungey¹⁰⁷

Referindo-se especificamente aos métodos de avaliação, Helene¹⁷ mostra suas correlações com as características a serem avaliadas, no quadro auto-explicativo a seguir:

Método	Características básicas que podem ser avaliadas
Extração de testemunhos de concreto	<ul style="list-style-type: none"> . resistência característica a compressão (f_{ckest}) . módulo de deformação longitudinal (E_c) . diagrama tensão x deformação específica ($\sigma_c \times \varepsilon_c$) . resistência característica à tração (f_{tk})
Extração de testemunhos de aço	<ul style="list-style-type: none"> . resistência característica à tração (f_{yk}) . módulo de deformação longitudinal (E_s) . diagrama tensão x deformação específica ($\sigma_c \times \varepsilon_c$) . ductilidade (alongamento e estricção)
Provas de carga	<ul style="list-style-type: none"> . Comportamento elástico de componentes estruturais
Ultra-som	<ul style="list-style-type: none"> . uniformidade da resistência do concreto . uniformidade do módulo dinâmico de deformação longitudinal do concreto . defeitos não visíveis . eventual avaliação da resistência à compressão do concreto
Gamagrafia	<ul style="list-style-type: none"> . defeitos visíveis
Esclerometria	<ul style="list-style-type: none"> . uniformidade da resistência do concreto . eventual avaliação da resistência à compressão do concreto

Quadro 2.1 Métodos que podem ser adotados para avaliar as propriedades de concretos e aços em estrutura acabadas¹⁷.

Com referência aos ensaios não destrutivos, os mesmos são classificados por Bungey apud Castro²⁵ em:

- não destrutivos propriamente ditos (NDT), que não causam danos ao elemento estrutural (exemplo: ensaio ultrassônico);
- parcialmente não destrutivo (PNDT), os quais podem causar um dano local limitado ao elemento estrutural (exemplo: ensaio de arrancamento).

Esses ensaios, podem ainda serem agrupados, conforme propõe Repette¹⁰⁸, na tabela seguinte:

Tabela 2.5 Métodos não destrutivos e propriedades avaliadas¹⁰⁸

Propriedade	Método de ensaio
Dureza superficial	Esclerometria
Resistência à Penetração	“Windson Test” “Pin Penetration”
Velocidade de propagação de ondas Ultrassônicas	Ultrassom

Esses ensaios *não destrutivos* devem ser considerados como *ensaios coadjuvantes* nas análises estruturais. Com vocação, sobretudo os de esclerometria e ultrassônicos, para verificação da *homogeneidade do concreto* do elemento estrutural, possibilitam, também, economia na *redução do número* de testemunhos a serem extraídos para a avaliação da resistência mecânica.

A norma britânica BS 1881¹⁰⁹, faz diversas considerações sobre a escolha de um método de ensaio determinado baseadas nos seguintes critérios:

- a) custos diretos e indiretos envolvidos na realização dos ensaios;
- b) condições da zona a investigar da estrutura;
- c) acessibilidade para a realização de um determinado ensaio;
- d) efeito do possível dano produzido ao elemento estrutural investigado
- e) precisão requerida na estimativa da resistência à compressão do concreto.

Por oportuno, é interessante ressaltar que os testemunhos de pequenos diâmetros estudados nessa tese, contemplam favoravelmente os quatro primeiros condicionantes listados acima, restando a análise de confiabilidade dos resultados, (abordada na letra e), para a sua utilização corrente.

A propósito da viabilidade dos métodos de ensaio da estimativa da resistência do concreto Petersons¹⁵, faz interessante distinção entre *fidelidade* e *precisão* nesta estimativa. Por *fidelidade* entende como grau de concordância entre os diversos resultados obtidos nas medidas repetidas de uma determinada grandeza física e por *precisão* o grau de concordância entre os valores medidos e os reais.

A seguir é apresentado um resumo das características dos principais ensaios não-destrutivos, com ênfase para os esclerométricos e ultrassônicos, utilizados, subsidiariamente, no programa experimental desta tese.

- *Ensaio de resistência à penetração:*

Esses ensaios se baseiam na correlação entre a resistência à compressão e a profundidade de penetração de pinos metálicos impulsionados por uma pistola apropriada. O primeiro método a respeito, denominado “Windson Test”, foi desenvolvido em 1964 nos Estados Unidos, seguindo-se o método canadense “New Pin Penetration” datado de 1986. O princípio básico é o mesmo, sendo diferenciados pelo diâmetro, comprimento do pino e energia de aplicação. A propósito da aplicação do método “Windson Test”, que é normalizado pela ASTM C308¹¹⁰, Helene¹⁰⁵ e Repette¹⁰⁸ comentam que a dispersão dos resultados desses ensaios, representada pelos coeficientes de variação de valor da ordem de 5%, é cerca da metade do obtido em ensaios com o esclerômetro tipo Schmidt. Os resultados desses ensaios são bastante influenciados pela dureza dos agregados. Castro²⁵ encontrou boa correlação, em estudo experimental, com a resistência à compressão simples.

- *Ensaio de arrancamento*

O mais antigo ensaio de verificação de resistência do concreto pela força de arrancamento de uma peça metálica foi proposto na Rússia por Skaramtajew¹¹¹, atualmente conhecido como “pull-out”. A inserção metálica no concreto pode ser feita durante a moldagem da peça, método conhecido comercialmente e normalizado nos Estados Unidos pela norma ASTM C900-87¹¹², como “LOK-TEST”; ou, posteriormente, por meio de furos no concreto endurecido. Este segundo processo, conforme Repette apud Cremonini²², possui três modalidades. A primeira conhecida como: “CAPO TEST:” (“cut and pullout test”), desenvolvido em 1980 na Dinamarca, também normalizada nos Estados Unidos pelo ASTM C900-01¹¹³; o segundo conhecido como “ESCOT” (“expandable sleeve concrete test”) e a terceira como “fratura interna BRE”, desenvolvida na Inglaterra no “Building Research Establishment”, por Chambowsky e Bryden-Smith¹¹⁴. Todas essas modalidades de ensaios, baseiam-se na medição da força aplicada, quer seja por um macaco hidráulico para o arrancamento do pino metálico, no caso do “CAPO TEST”, quer seja pela ação de um torquímetro, que expande uma luva metálica pela torção de um parafuso, provocando a fratura interna no concreto, diferenciando-se apenas

pela geometria do parafuso inserido. Mailhot et al.¹¹⁵ se referem a elevada variação dos resultados nos ensaios de arrancamento do parafuso.

Por fim MURRAY et al.¹¹⁶, visando simplificar as técnicas de ensaio e reduzir os danos ao concreto, desenvolveram um método de ensaio para arrancamento de uma chapa circular de aço previamente fixada com epóxi à superfície do concreto.

- *Ensaio esclerométricos:*

A palavra esclerometria é composta por sklér + metro, que em grego significam dureza e medida respectivamente. Helene¹¹⁷ e Souza¹¹⁸ refere-se a medição da dureza: pela resistência do material à penetração, ao choque, ou ao risco superficial. A avaliação da dureza com base na deformação plástica permanente aplicada aos metais foi proposta por Johan A. Gaede, de Hannover, que estendeu esta metodologia ao concreto, a partir de 1934. O esclerômetro de Gaede, no entanto, dado à dificuldade e imprecisão na medida da área da calota esférica, resultante da deformação provocada, tem sido pouco utilizado no Brasil em comparação aos esclerômetros ditos “de reflexão”, desenvolvidos posteriormente.

Deve-se ao engenheiro suíço Ernesth Schmidt, com base na aplicação dos conceitos de dureza “shore”, utilizados na caracterização de metais, bem como nos estudos efetuados, a partir de 1950, no Laboratório Federal de Materiais de Zürich, o desenvolvimento do instrumento denominado esclerômetro de Schmidt, esclerômetro de reflexão ou “martelo Schmidt”. Este processo de verificação da dureza, através da reflexão de uma massa chocante, perpendicularmente sobre a superfície do concreto, é o mais rápido, tendo sido largamente usado no Brasil, desde os estudos iniciais do Prof. Eládio Petrucci na década de 1950, segundo Helene¹¹⁷. O próprio Schmidt¹¹⁹, diversos pesquisadores e entidades técnicas, estudaram a aplicação dos testes esclerométricos e estabeleceram a correspondência entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto, entre eles Greene¹²⁰, Petrucci^{121,122}, Laranjeiras¹²³, Bauer^{124,125}, o INT Apud Laranjeiras¹²³ e o Rilem¹²⁶, afora os inúmeros trabalhos de pesquisas acadêmicas e de utilização profissional do esclerômetro; tornando a aplicação deste instrumento e a interpretação dos seus resultados de pleno domínio técnico.

O ensaio é baseado no princípio de que a reflexão de uma massa elástica, lançada contra uma superfície, depende da dureza dessa superfície. No caso do

esclerômetro de recuo, ou de reflexão, a massa (martelo) é impulsionada por uma mola, e se choca, através de uma haste com ponta de forma semi-esférica, com a superfície de concreto em ensaio. A energia de impacto é, em parte, consumida, na deformação plástica permanente, provocada na superfície em ensaio, e em parte refletida elasticamente, proporcionando, ao fim do choque, o retorno do martelo, anotando-se então a reflexão percentualmente. Quanto mais duro e conseqüentemente mais resistente for o concreto, tanto menor é a parcela de energia que se deve converter em deformação permanente e tanto maior, por outro lado a energia de reflexão ou o recuo do martelo. O índice de recuo provocado pelo concreto situa-se em média entre 20 a 50%. O índice esclerométrico é uma medida arbitrária como aponta Neville⁴⁷, pois depende da massa e da energia armazenada pela mola.

A metodologia de execução do ensaio encontra-se descrita na NBR 7584:1995¹²⁷, destacando-se: a importância da preparação adequada da superfície, a área do ensaio, que deve estar no intervalo 70mm x 70mm a 200mm x 200mm e a observação para que se evite impactos sobre agregados, armaduras, bolhas, etc. A aferição do equipamento é feita por meio de uma bigorna especial de aço de dureza Brinell de 50MPa que forneça índices esclerométricos de cerca de 80%. Mesmo considerando-se a calibração do equipamento, àquela família de concreto em análise, por meio de correlações com a resistência de testemunhos extraídos; o índice esclerométrico medido é influenciado por diversos fatores, entre eles:

- a dureza dos agregados, o tipo e teor do aglomerante;
- o tipo de areia empregado;
- a esbeltez do elemento estrutural;
- a idade do concreto; e principalmente o estado da superfície a ser ensaiada (aspereza, teor de umidade, grau de carbonatação).

Quanto a possibilidade da correlação do índice esclerométrico com a resistência à compressão, a norma brasileira supracitada, conforme Helene¹¹⁷, prudentemente decidiu não recomendar este procedimento, considerando não só os aspectos acima expostos, como a variabilidade inerente aos concretos das diversas regiões do país. Apenas, a título de referência, exemplificando um modelo de correlação, as normas Polonesas, segundo Facaoaru¹²⁸, recomendam a seguinte relação polinomial:

$$R = a IE^2 + b IE + c \quad (\text{eq. 2.1})$$

sendo:

R = Resistência à compressão; IE = índice esclerométrico médio;

a, b, c = coeficientes determinados por ensaios destrutivos e esclerométricos, respectivamente, de pelo menos 30 cilindros que tenham variações de resistência acima de $\pm 30\%$ do valor da resistência de projeto utilizada na obra em questão.

Por fim, dentre os diversos estudos de correlações efetuados entre os resultados de ensaios esclerométricos, ultrassônicos e de ruptura à compressão em corpos de prova, cita-se o importante trabalho de Benatov e Lucea¹²⁹, referendando a viabilidade da utilização desses ensaios conjuntamente com os ensaios destrutivos.

- *Ensaio ultrassônicos*

Os ensaios ultrassônicos representam uma importante modalidade na categoria de ensaios não destrutivos, para avaliação de características do concreto endurecido.

Os primeiros estudos sobre a aplicação de ultra-som em concreto, segundo Wolle et al.¹³⁰, foram procedidos por Powers, em 1938, nos Estados Unidos. O uso corrente desse método, data de algumas décadas, e, segundo Malhotra^{131,132} pode ser efetuado através dos seguintes processos:

- Soniscópio;
- UCT (“Ultrasonic Concrete Tester”);
- PUNDIT (“Portable Ultrasonic Nondestructive Digital Indicating Tester”).

O Soniscópio teve sua origem no Canadá, em 1945, com a Comissão de Energia Hidroelétrica de Ontário, patrocinando estudos de técnicas para exame de fissuras em barragens e estruturas associadas. Praticamente ao mesmo tempo, em trabalho similar, realizado na Inglaterra conforme relata Hamassaki¹³³, surgia o “UCT”. Na década de 70, o Departamento de Engenharia Civil e Municipal do University College, em Londres, após dois anos com protótipos, apresentou o aparelho de ensaio portátil, de indicador digital, conhecido pelas iniciais do seu nome “PUNDIT”, conforme relata Almeida¹³⁴.

A ASTM, no método de ensaio C-597¹³⁵ – “Pulse Velocity Through Concrete”, relaciona a velocidade de ondas ultrassônicas num sólido, com algumas propriedades físicas desse sólido, através da equação (conhecida como expressão de Ford Rayleigh):

$$V^2 = C \frac{E}{D} \quad ; \quad (\text{eq. 4.2})$$

sendo:

V = velocidade de ondas ultrassônicas

C = constante

E = módulo de deformação do sólido

D = massa específica do sólido

No concreto, essa correlação entre a velocidade dos pulsos ultrassônicos e o módulo de deformação, e, em conseqüência, com a resistência mecânica, depende de vários fatores, entre os quais:

- proporções da mistura, tipo e teor dos agregados e do cimento;
- compactidade (massa específica), temperatura e teor de umidade do concreto;
- presença de armaduras no seu interior.

Portanto, a avaliação da resistência mecânica do concreto com base em ensaios ultrassônicos e suas correlações com outros ensaios não destrutivos aplicados ao mesmo, sofrem a influência de um grande número de variáveis, tendo-se que fixar algumas delas nas respectivas análises e estabelecimentos de critérios paramétricos.

Dentre os estudos de vários pesquisadores sobre o assunto citam-se os de Anderson e Seals¹³⁶, Benatov e Lucea¹²⁹, Borges¹³⁷, Hamassaki¹³³, Elvery¹³⁸, Malhotra^{131,132}, Malhotra e Carette¹³⁹ e Wolle et al.¹³⁰. Todos esses estudos analisam a influência dos diversos fatores nos resultados ultrassônicos, citam suas limitações; mas, por outro lado evidenciam o seu caráter prático e a sua validade, associado aos ensaios esclerométricos, na redução do número de testemunhos a serem extraídos em um possível diagnóstico de um lote estrutural na caracterização de sua homogeneidade.

Nesse sentido Bocca¹⁴⁰, analisa a sensibilidade de algumas técnicas de ensaios não-destrutivos para detectar variações da resistência do concreto em estruturas prontas. Comenta sobre a utilidade desses ensaios, incluindo os ultrassônicos, na avaliação dessas estruturas com uma maior amplitude de atuação, considerando-se, muitas vezes, a dificuldade que pode ocorrer, da acessibilidade para a extração de testemunhos, e os custos envolvidos com as extrações. Refere-se à verificação, principalmente, da homogeneidade do concreto por toda estrutura. A aplicação do ultra-som em concreto, como ensaio não destrutivo, segundo a norma da British

Standards Institution BS 4408¹⁴¹: Part 5 – “Measurement of the Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete”, é adequada para os seguintes campos de avaliação:

- homogeneidade do concreto;
- fissuras, vazios e outras imperfeições;
- qualidade do concreto em relação às especificações;
- mudança nas características do concreto ao longo do tempo;
- qualidade de uma peça de concreto em relação a uma outra;
- valores de módulo de deformação dinâmica do concreto.

Devido aos múltiplos fatores que intervêm na determinação da resistência mecânica em função da velocidade ultrassônica, essa norma BS4408¹⁴¹ – Part: 5, a Americana ASTM-C 597/83¹³⁵ e a Brasileira ABNT-NBR8802¹⁴² não recomendam esta determinação, a não ser em casos específicos, onde alguns parâmetros sejam conhecidos.

Neville⁴⁷(1997) afirma que: “...o ensaio de ultra-som é usado como meio de controle de qualidade de produto que se supõe preparado com concretos semelhantes; podem ser detectadas, prontamente, tanto as faltas de adensamento como variação da relação água/cimento. Essa técnica, não pode, no entanto, ser usada para a determinação da resistência de concreto preparados com materiais diferentes em proporções desconhecidas”.

Esse autor admite porém, que há uma tendência geral dos concretos de massa específica mais alta terem resistência maior desde que não varie a massa específica do agregado, e, desse modo, apresenta uma classificação geral dos concretos com base na velocidade de pulsos proposta por Whitehurst¹⁴³, ou seja:

Tabela 2.6 – Classificação da qualidade do concreto com base na velocidade de pulsos ultrassônicos (Whitehurst¹⁴³)

Velocidade de pulsos longitudinais (km/s)	Qualidade do concreto
> 4,5	excelente
3,5 – 4,5	boa
3,0 – 3,5	duvidosa
2,0 – 3,0	pobre
< 2,0	muito pobre

Esta classificação coincide com a proposta por Leslie e Cheesman, segundo Almeida¹³⁴, sendo equivalente à apresentada por Petrucci¹²² com base nos dados obtidos no “Laboratoire de L’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics”, a saber:

Tabela 2.7 – Classificação do concreto com base na velocidade ultrassônica (Petrucci¹²²)

concreto bom	velocidade de 4.000 a 4.200 m/s
concreto médio:	velocidade de 3.000 a 4.000 m/s
concreto mau	velocidade de 2.000 a 3.000 m/s

Outro ponto a se observar na classificação da qualidade do concreto, com base na velocidade de propagação, é que esta classificação, nas faixas de velocidade estabelecidas, é bastante grosseira. Segundo Wolle et al.¹³⁰, a quase totalidade dos concretos que foram ensaiados pelo “LABORATÓRIO FALCÃO BAUER”, em São Paulo, resultaram em velocidades da ordem de 4.200m/s, enquanto que para concretos de baixíssima resistência, as velocidades variaram em torno de 3.200m/s, e ainda que, em apenas um par de corpos-de-prova, foi medida velocidade inferior a 3.000m/s, num concreto que podia ser desagregado a mão (velocidade da ordem de 2.000m/s).

Por fim, apresenta-se a tabela 2.8, resultante de estudo experimental realizado por Bocca¹⁴⁰, em um mesmo concreto, aplicando-se os métodos de “pull-out”, ultra-som e esclerometria, tomando-se como referência a resistência à compressão aos 28 dias, de corpos-de-prova cúbicos de 16cm de aresta.

Os resultados apresentados são representativos dos valores médios do desvio-padrão e do coeficiente de variação obtidos para cada método empregado. Na última coluna da tabela é apresentada uma comparação dos coeficientes de variação de cada técnica, com o obtido para o ensaio de compressão dos corpos-de-prova moldados.

Tabela 2.8 – Valores médios do desvio-padrão (s) e do coeficiente de variação (V%) dos métodos investigados (Bocca¹⁴⁰)

Idade	Técnica utilizada	Desvio-padrão (s)	Coeficiente de variação (V%)	V% / V% _{compressão}
28 dias	“Pull-out”	2,77 Kp	4,40	1,40
	Ultra-som	30m/s	0,66	0,22
	Esclerometria	2,18	5,61	1,80
	Resistência à compressão	18 Kp/cm ²	3,02	1,00

Observa-se nesta tabela a pequena relação entre os coeficientes de variação V% / V%_{compressão} obtida para os ensaios ultrassônicos. A propósito deste fato, Alba³⁷ comenta sobre a impropriedade desse método para detectar variações da resistência de concretos homogêneos (a exemplo dos pré-fabricados), pois o

pequeno desvio praticamente coincide com o erro inerente ao próprio método de ensaio.

2.5 Extração de testemunhos de concreto, limitações e abrangências

Os testemunhos são peças de forma cilíndrica, cúbica ou prismática, que podem ser extraídos do concreto por meio de corte com sonda rotativa ou com disco. O objeto principal da extração desses corpos-de-prova é a avaliação da resistência da peça estrutural em estudo, podendo-se obter também outras informações através da inspeção dos mesmos, tais como: compacidade do concreto, homogeneidade, aderência em juntas de construção, espessura de lajes ou de placas de pavimento, deterioração do concreto e verificação de aderência de armaduras, em obras sinistradas, entre outras. Também tem importante aplicação na investigação de estruturas com reações expansivas álcali-agregado, como referido no Capítulo 1. Ainda com referência à estruturas que sofreram incêndios, Rodrigues e Correia¹⁴⁴, em recente trabalho apresentado no SIABE/05, em Coimbra, chamam a atenção para a importância da observação de testemunhos extraídos quanto à profundidade da zona alterada pela ação do fogo, através da mudança de coloração.

A extração de testemunhos das estruturas de concreto para avaliação da sua resistência é considerada por vários pesquisadores entre eles Helene¹⁷, Alba³⁷, Castro²⁵, Canovas⁵⁸ e Gonçalves¹⁴⁵, como o método de maior confiabilidade por permitir uma avaliação direta do concreto da estrutura.

No Brasil, o trabalho apresentado por Helene¹⁷, intitulado “*Avaliação da resistência à compressão de estruturas através de testemunhos extraídos*”, no III Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados, realizado em São Paulo, em 1984, constitui-se, como referência para o tema em apreço. A extração de testemunhos é normalizada pela NBR 7680:1983¹⁰ da ABNT. Este texto normativo aborda, detalhadamente, os principais aspectos relativos à extração de testemunhos de concreto, desde a amostragem até a interpretação dos resultados no cálculo da resistência característica do lote de concreto em exame.

Em 1996 foi lançado pelo comitê MERCOSUL de Normalização o texto da norma NM69:96¹¹ Sob o título: “Hormigón – Extración, preparación y ensayo de testigos de

estructuras de hormigón” ou Concreto – Extração, preparação e ensaio de testemunhos de estruturas de concreto. O texto base desta norma foi elaborado pela Argentina e teve origem no que estabelece a Norma IRAM 1551/83 - “Hormigón de cemento pórtland. Extracción, preparación y ensayo de testigos de hormigón endurecido”, o qual considerou em sua redação a NBR 7680:1983¹⁰ supracitada. Como diferenças entre elas, observa-se que a norma NM 69:96¹¹ não propõe a tabela de correção de coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade em função da natureza do cimento. Faz referência, por outro lado, à possibilidade de análise dos testemunhos por rompimento à tração por compressão diametral, bem como a modalidade de extração de testemunhos prismáticos para rupturas à tração na flexão.

Apresenta-se a seguir uma análise dos diversos fatores que influenciam na resistência dos testemunhos extraídos, com base nos trabalhos de diversos pesquisadores em ampla bibliografia disponível. Contribuiu ainda para essa análise, a experiência própria deste autor adquirida em alguns anos de trabalho com essa metodologia, a qual também utilizou-se estudo experimental de dissertação de mestrado na avaliação estrutural de pavimento rígido em corredor de tráfego urbano do Recife (Vieira Filho¹⁴⁶).

- *testemunhos x corpos-de-prova moldados*

Comparativamente com os corpos-de-prova cilíndricos de 15cm de diâmetro e 30cm de altura, moldados e curados em condições normais, segundo as normas da ABNT, cujos resultados de ruptura à compressão aos 28 dias de idade, são adotados no Brasil como referência nas análises estruturais; é consenso entre os pesquisadores que, por diversos fatores, os testemunhos extraídos apresentam resistências inferiores, para a mesma idade de referência considerada.

- *efeitos do broqueamento*

A redução de resistência dos testemunhos em relação aos corpos-de-prova padronizados, moldados e curados em condições ideais, é atribuída a deficiência das condições de cura da estrutura em relação aos corpos-de-prova padronizados curados úmidos, e, sobretudo aos *danos causados pelo processo de extração*.

Esses danos englobam as *microfissuras* geradas no processo de corte, o *efeito parede*, observado por Neville⁴⁷, que consiste no fato de que em testemunhos extraídos, alguns agregados porventura cortados pela extratora, tendem a serem expelidos durante o ensaio de compressão axial, em vista da inexistência da camada externa de pasta de cimento, diminuindo a resistência do testemunho.

Bartlett e Macgregor^{147,148,149} incluem também nesses danos de extração, além do corte das partículas dos agregados, possíveis *ondulações* ao longo da altura da amostra extraída.

- *referências normativas à correção devida aos efeitos do broqueamento*

As diversas normas e recomendações dedicadas à obtenção da resistência efetiva com base na extração de testemunhos, se concentram em prescrever, para a obtenção de resultados confiáveis, fatores de correção para a relação altura/diâmetro (índice de esbeltez), quando é diferente de dois; condições de umidade dos testemunhos na ruptura; posição de extração na estrutura; além da escolha dos lotes e amostragem. Referem-se também à presença de barras de aço no interior do testemunho e a sua influência nos resultados. Raras, no entanto, são as referências explícitas à fatores de correção devido aos efeitos do broqueamento. O ACI 214 4R-2003¹⁵⁰, em sua tabela 8-1 "Magnitude and accuracy of strength correction factors for converting core strengths into equivalent in-place strengths" que abrange diversos fatores de correção, indica o *valor de 1,06* para ser multiplicado pela resistência dos testemunhos, devida aos *danos do broqueamento*.

A norma brasileira NBR 6118, em sua edição de 1978¹⁴, no Capítulo 16 - Aceitação da Estrutura, no que se refere aos ensaios especiais, na investigação direta da resistência do concreto, recomenda a extração de pelo menos seis corpos-de-prova de 15cm de diâmetro corrigindo-se os resultados dos ensaios de ruptura, *em virtude dos efeitos do broqueamento, sem, no entanto, especificar o coeficiente para a correção referida*. Em parágrafo seguinte, a referida norma preconiza que o *valor estimado da resistência característica deve ser aumentado de 10% (ou 15%) dependendo da amostragem, em virtude de se tratar da resistência do concreto na própria estrutura*. Sobre esta proposição, Helene^{17,80}, oportunamente, observa que: "em outras palavras isso corresponde a reduzir o desconhecimento do concreto da estrutura, traduzido pelo coeficiente de minoração da resistência do concreto de $\gamma_c =$

1,40 (casos gerais) para $\gamma_c = 1,22$ ". O CEB não se refere aos *efeitos do broqueamento*, no entanto sugere o valor de 1,10 para a parcela γ_{c2} que corresponde a diferença entre a resistência do concreto nos corpos-de-prova e na estrutura.

A Concrete Society¹⁵¹ em seu documento "Concrete core testing for strength", considera razoável uma redução de 5% a 7% *na resistência, correspondendo a um fator de correção médio da ordem de 1,06 equivalente ao proposto pelo ACI e aos obtidos nos estudos de Bartlett e Macgregor*^{152,153,154}. Também Gustchow e Dal Molin^{155,156}, comparando as resistências entre corpos-de-prova moldados e testemunhos extraídos de 100mm x 200mm, encontraram valores inferiores a 6% nos testemunhos causados pelos danos da extração. Atribuem esse dano reduzido, à *pequena porção volumétrica do testemunho de 100mm, sujeita às microfissuras causadas pelo corte com a broca diamantada*.

- relações gerais entre as resistências de corpos-de-prova moldados e testemunhos extraídos

Pelos diversos fatores intervenientes na *resistência* final dos testemunhos, como: os efeitos do broqueamento referidos no item anterior, o histórico de cura da estrutura, diferente do dos corpos-de-prova, a idade e as condições de ruptura, o nível de resistência, entre outros; são aceitos consensualmente por pesquisadores e entidades normalizadoras, percentuais entre 10% a 30% *de redução dessa resistência* em relação à resistência potencial dos corpos-de-prova de referência.

Leshchinsky¹⁵⁷, considerando a normalização de diversos países, observa que a resistência média de testemunhos é inferior a de corpos-de-prova padronizados em limites que variam em cerca de: 15% nos Estados Unidos, Canadá, Alemanha Ocidental e Índia; em 30% na Noruega; em 10% a 15% na Finlândia.

Gustchow e DalMolin¹⁵⁴ comparam esses valores com os 10% ou 15% preconizados pela NBR 6118:2003 já referidos, bem como com os citados por Alba³⁷, de 15% na Alemanha e de 10% na Dinamarca.

Inúmeros pesquisadores desenvolveram trabalhos experimentais obtendo diversas relações entre as resistências de corpos-de-prova padrão e de testemunhos extraídos. Malhotra^{16,158} observa que a redução de resistência nos testemunhos em relação aos corpos-de-prova de referência pode atingir 15% para concretos de

49MPa. Por sua vez Bloem³² registra para esta redução: o valor de 10% para os concretos com boas condições de cura, chegando a atingir 20% para concretos com cura deficiente, referentes à resistências da ordem de 40MPa. Petersons¹⁴ afirma que a relação entre a resistência de testemunhos e a de cilindros à mesma idade é sempre menor que 1, e que, concordando com Malhotra^{16,158}, cresce com o nível de resistência, situando-se um pouco abaixo de 1, quando a resistência do cilindro é de 20MPa e *0,7 quando igual a 60MPa*. Já Calavera¹⁵⁹ obteve relações de 0,9 e 1,0, entre testemunhos extraídos e corpos-de-prova moldados de mesmas dimensões e idade, para os testemunhos rompidos saturados e não-saturados respectivamente. Registre-se, ainda, que em pesquisa realizada em Toronto no Canadá, Aïtcin¹⁶⁰ encontrou, para concretos de 80MPa, relação de 85% entre a resistência à compressão aos 28 dias de testemunhos extraídos de 10cm x 20cm para corpos-de-prova padronizados com as mesmas dimensões. Malier¹⁶¹, no entanto, obteve em concreto de 70MPa, resistências 17% mais elevadas para os testemunhos extraídos de 10cm x 20cm em comparação com corpo-de-prova padronizados de 16cm x 32cm, na ponte “Joigny Bridge”.

No Brasil, Gutschow e DalMolin^{155,156}, obtiveram relações próximas à unidade entre os resultados médios de testemunhos de 10cm x 20cm e de corpos-de-prova de referência de 10cm x 20cm e de 15cm x 30cm. Observaram ainda, neste trabalho, que os testemunhos cilíndricos de 10cm x 20cm extraídos resultaram mais *resistentes em cerca de 10%* que os corpos-de-prova moldados de 15cm x 30cm para concretos com resistência entre 30MPa e 35MPa.

Cremonini²², em sua tese de doutorado, analisando estatisticamente a relação entre resistências médias aos 28 dias, obtidas *em corpos-de-prova moldados e em testemunhos extraídos*, denominadas de “potencial” e “efetiva” respectivamente, para concretos com resistências características especificadas de 21MPa e 24MPa aos 63 dias de idade, concluiu por um *valor médio geral* para essa relação de 1,24, em ensaios realizados em estruturas em Porto Alegre e em Brasília, no ano de 1992. Ainda, à título de informação de valor de *cunho prático*, no controle tecnológico do concreto das obras do Metrô-Recife, em 1984, em trabalho experimental desenvolvido pela firma consultora ASTEP S.A., foi encontrado, em significativa amostragem, o *coeficiente médio de 1,14* para a relação entre a resistência a compressão simples em corpos de prova cilíndricos de 15cm x 30cm moldados e em testemunhos de 10cm x 20cm extraídos, para concreto com resistência à

compressão da ordem de 40MPa, ambos aos 28 dias de idade, conforme comunicação verbal do Eng. Joaquim Correia de Andrade¹⁶² responsável por esse controle tecnológico.

As divergências nas relações observadas, apresentadas acima, se devem às diversas condições experimentais ocorridas, ou sejam: quer em relação às dimensões dos corpos-de-prova e testemunhos, quer às condições de cura e de umidade dos ensaios, quer pela resistência do concreto, bem como pela época em que se realizaram os experimentos. Este último fator tem influência pelo avanço na tecnologia do concreto, com o desenvolvimento de aditivos superplastificantes, progressivamente mais eficientes e das adições minerais ativas, produzindo resistências de aderência pasta-agregados cada vez mais elevadas, reduzindo assim os danos causados pelo descolamento dos mesmos durante o processo de extração. Como consequência, os estudos mais recentes para os concretos de alto desempenho mostram uma tendência de igualdade entre as resistências de corpos-de-prova de referência e a dos testemunhos extraídos, ou até de pequena supremacia por parte destes testemunhos.

Por outro lado registre-se que, independentemente do tipo de estrutura em análise, é tacitamente *admitido que a resistência das amostras extraídas, não fornece a resistência “real” do concreto na estrutura, apesar de ser a amostra uma parte integrante desta*. Como observa Helene¹⁷: “muitas variáveis tais como dimensões do componente x dimensões dos testemunhos, condições de contorno, microfissuras originadas pela extração, histórico do carregamento, etc..., impedem que os resultados obtidos do ensaio seja o valor exato da resistência *real* do concreto da estrutura”.

Pelo exposto, levando em conta a multiplicidade de variáveis envolvidas, verifica-se que *não* há um consenso sobre a correlação matemática entre os resultados de ruptura de corpos-de-prova e de testemunhos extraídos, mesmo fixando-se algumas delas.

Abordam-se em seqüência os principais fatores intervenientes na resistência dos testemunhos na interpretação dos seus resultados e na determinação da resistência característica resultante, a saber:

- *Amostragem e extração*

As amostras extraídas *devem ser representativas* de todo o concreto ou do lote

considerado. O número de amostras a retirar é variável em função do tipo da estrutura e do objetivo da análise que se está procedendo. Helene¹⁷ chama a atenção para a *importância essencial* que tem a *definição do lote* do concreto a ser examinado e da *posição de extração* dos testemunhos. Quando não for possível identificar este lote, sugere a utilização, em paralelo, de ensaios não destrutivos, esclerométricos e ultrassônicos, para a definição de um lote homogêneo de material a ser investigado.

Entre vários fatores, a altura de extração na peça tem influência. Os testemunhos, geralmente, têm *resistência menor* quando *extraídos próximos da superfície* superior da estrutura seja ela uma coluna, uma parede, uma viga ou mesmo uma laje; aumentando sua resistência com o aumento da profundidade, conforme observa Petersons¹⁰¹ e Ortiz e Diaz¹⁶³. Este fato, da menor resistência obtida no topo das peças, é atribuído por Cánovas⁵⁸ a fenômenos de segregação e exsudação do concreto colocado. Neville⁴⁷ comenta que, para o caso das lajes, uma cura mal feita contribui para a redução da resistência dos testemunhos superficiais, concordando com Bellander¹⁶⁴. Observa, porém, que o aumento da resistência dos testemunhos com a profundidade deixa de ser significativa a partir de 300mm, e, também que: “esse comportamento da resistência não é universal, pois algumas experiências não mostram variações significativas com a variação da altura”. No entanto, em peças verticais de grande altura como pilares, vários pesquisadores, entre eles, Maynard e Davis¹⁶⁵, comprovaram a variação sistemática da resistência à compressão de testemunhos extraídos de diferentes alturas de um mesmo pilar, chegando à redução de até 20% entre os concretos do topo e da base do pilar. Este aspecto também é observado por Munday & Dhir¹³ apontando um aumento desta variação com a altura da peça, e propondo como indicadores de resultados de redução da resistência a tabela a seguir:

Tabela 2.9 – Efeito da altura da peça na redução da resistência do concreto entre a camada superior e inferior.¹³

<i>Altura da Peça (mm)</i>	% de redução da resistência entre o topo e as camadas inferiores
200	8
400	12
600	16
800	19
1600	21
> 1600	23

Com relação à consideração desse fator nas normas de projetos estruturais, comenta Helene¹⁷, sobre a prescrição da máxima tensão de compressão no concreto para fins de dimensionamento em $0,85 f_{cd}$, que está incluído neste coeficiente de minoração, os efeitos de eventuais condições adversas de concretagem, juntamente ao efeito de carga de longa duração. Indica, ainda, que, devido a esse fenômeno de assentamento do concreto e exsudação da água, não se considera como um único lote, o concreto de um componente vertical, sugerindo dividir este componente em três regiões, para análise em separado dos resultados, conforme a indicação da figura a seguir:

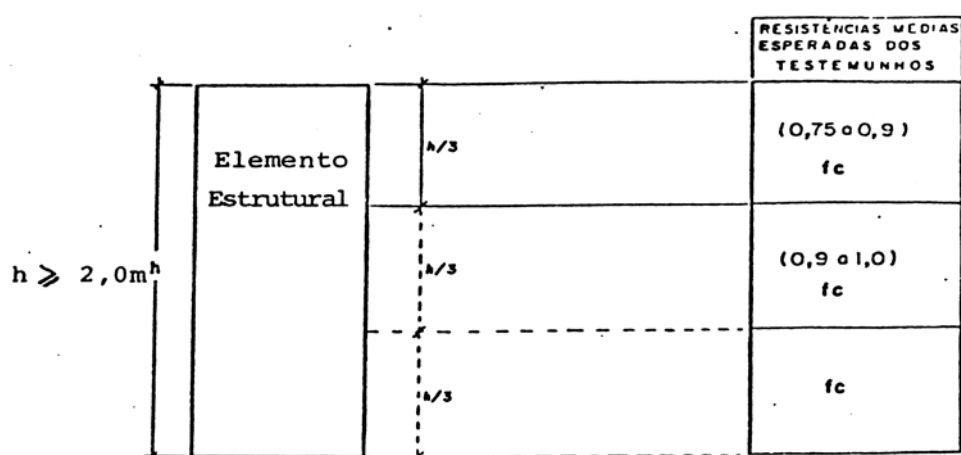


Figura 2.13 – Influência do fenômeno de exsudação e sedimentação do concreto.¹⁷

A propósito, a norma brasileira NBR 7680:1983¹⁰, estabelece que em peças sujeitas fortemente ao fenômeno da exsudação (colunas, pilares e cortinas), os testemunhos sejam extraídos de seções 50cm abaixo do topo de concretagem, e, quando isto não for possível, os resultados são passíveis de serem aumentados em 10%.

Por fim, a Concrete Society¹⁵³, recomenda que a extração de testemunhos, para esses casos, seja feita em cota abaixo de 20% da altura total a partir do topo do pilar ou no mínimo abaixo de 300mm deste topo. Também a direção da extração, relacionada à de aplicação e compactação do concreto na obra, tem influência nos resultados obtidos, de tal forma que, se a aplicação na obra foi no *sentido vertical* e os testemunhos são *extraídos horizontalmente*, estes costumam apresentar, segundo Grahma¹⁶⁶, uma resistência, *8% inferior* à obtida se a extração fosse realizada verticalmente. Petersons¹⁰¹, analogamente, encontrou 12%; Delibes e Liniers³⁴ apenas 5%; porém Bloem³⁵ não encontrou diferenças significativas. Helene¹⁷ cita uma série de estudos da Concrete Society, recomendando que,

embora os resultados dependam de vários fatores, tais como, a natureza e dimensão máxima característica do agregado graúdo, o diâmetro do testemunho, a sua posição relativa, etc, se considere a resistência do testemunho extraído na horizontal como 8% inferior à do extraído na vertical.

▪ *Dimensões dos testemunhos*

Os cilindros padronizados para moldagens de corpos-de-prova têm altura igual ao dobro do diâmetro, mas, no caso de testemunhos extraídos do concreto já endurecido, de uma peça, o diâmetro depende da coroa de corte, enquanto a altura *depende muitas vezes da espessura da laje ou do elemento em exame e da presença de armaduras no local da extração*. Se o testemunho for muito longo, pode ser cortado antes do ensaio até chegar-se a relação altura/diâmetro, denominada esbeltez, igual a dois, que é a considerada ideal. Mas, se for muito curto, será necessário estimar a resistência que teria o mesmo concreto, se determinada, com um corpo-de-prova na citada relação padronizada. Daí a necessidade do estabelecimento de fatores de conversão, estabelecidos em estudos experimentais de vários pesquisadores como Tobio¹⁶⁷, Neville⁴⁷, Petersons¹⁰¹, Petrucci¹²¹, entre outros, constante de diversas normas; citando-se a americana ASTM C-42¹⁶⁸, a inglesa BS-1881¹⁰⁹, a espanhola UNE 7242 e a brasileira NBR 7680:1983¹⁰, as quais apresentam valores bastantes semelhantes.

Cremonini²² apresenta tabela-resumo dos coeficientes de correção obtidos por pesquisadores e normas de diversos países, que mostram que a variação dos mesmos não é linear, diminuindo de intensidade ao se aproximar de 2,0.

Tabela 2.10 – Correção devido a relação altura / diâmetro (h/d)²²

Pesquisador ou Norma	Relação h/d						
	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
Petrucci	1,00	0,98	0,96	0,94	0,85	0,70	0,70
Neville	1,00	0,97	0,93	0,90	0,85	--	--
Tobio	1,00	1,00	0,97	0,91	0,87	--	--
Petersons	1,00	0,97	0,95	0,89	0,83	0,77	0,71
Bungey	1,00	--	--	--	0,77	--	--
Sangha & Dhir	1,00	--	0,95	--	0,83	--	--
BS 1881	1,00	0,97	0,92	0,87	0,80	--	--
ASTM C – 42	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	--	--
UNE 83302	1,00	0,98	0,96	0,94	0,90	--	--
JIS A1107	1,00	0,98	0,96	0,94	0,89	--	--
NBR 7680	1,00	0,97	0,93	0,89	0,83	0,70	0,50

Todos os estudos comprovam que *quanto menor a relação altura / diâmetro maior é a resistência à compressão obtida e conseqüentemente numericamente menor é o coeficiente, ou fator de correção, pelo qual se multiplica o resultado para se obter o equivalente a um testemunho de esbeltez igual a 2*. Esses coeficientes são também influenciados pela própria resistência do concreto, conforme os estudos realizados por Murdock e Kesler¹⁶⁹, *variando inversamente ao nível de resistência*. Os concretos de resistência elevada são menos influenciados pelas variações das proporções dos corpos-de-prova, e também pela forma dos corpos-de-prova, fato este registrado nos estudos Swamy & Al-Hamed¹⁷⁰. Essa influência da resistência no fator de conversão tem significado prático, no entanto, segundo Neville⁴⁷, quando se ensaiam corpos-de-prova *extraídos com relação altura/diâmetro menor que 2*.

Bauer et al.¹⁷¹ explicam, com base em resultados experimentais e nos trabalhos do professor Seiichi Okushima, que o fator de *maior influencia com relação a correção altura/diâmetro (h/d) é o atrito dos topos do corpo-de-prova com os pratos da prensa de ensaio, acrescentando que quando a relação h/d se aproxima de 2, praticamente não existe influência desse atrito no resultado*, sendo esta influencia tanto maior quanto menor é a relação h/d.

Observando-se a tabela 2.10, verifica-se que a NBR 7680:1983¹⁰ apresenta coeficientes de correção para relações altura/diâmetro menor do que 1, coeficientes estes não referidos nas demais normas estrangeiras. Destaca também que a aplicação dos coeficientes de correção nela indicados se referem a concretos com massa específica entre 1600 e 3200 kg/m³. A propósito dessa influência da massa específica do concreto, cita Cremonini²², com base nos trabalhos Swamy & Al-Hamed¹⁷⁰, que os concretos produzidos com agregados leves, necessitam de menores coeficientes de correção que os concretos comuns. Quanto ao diâmetro do corpo de prova brocado, as normas ASTM C42-90¹⁶⁸ e a NBR 7680;1983¹⁰ recomendam que o mesmo seja, no *mínimo, igual a três vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo*. Sabe-se que em testemunhos extraídos de *diâmetros reduzidos*, podem ser grandes os danos causados pela sonda nos mesmos, ao se realizar a extração, e portanto menor será o valor da resistência obtida. No entanto, Neville⁴⁷, se refere a trabalhos experimentais com *testemunhos de diâmetro de 50mm*, em concretos com agregados de tamanho inferior a 20mm, com *resistência cerca de 10% mais baixa* que para diâmetro de 100mm, aos 28 dias, para concretos de 20 a 60MPa. Também relata a obtenção de *boa correlação* entre

as resistências de testemunhos com 28mm de diâmetro e de cubos em laboratório, com agregados de tamanhos máximos de 25mm e 30mm.

Vários pesquisadores estudaram experimentalmente as relações de resultados de resistência *variando os diâmetros de extração e variando a relação entre o diâmetro do testemunho e a dimensão do agregado*; entre eles: Petersons¹⁰¹, Bungey¹⁰⁷, Tobio¹⁶⁷, Diaz de Smitter^{172,173}, Meininger¹⁷⁴, Ortiz E Diaz¹⁷⁵. A propósito, Bungey¹⁰⁷ concluiu experimentalmente, que *não é relevante* a variabilidade da resistência em função do diâmetro do agregado quando se empregam testemunhos *com diâmetro 3 vezes a dimensão máxima característica do agregado*. Diaz de Smitter^{172,173} encontrou relações de 1,0 e 1,1 para a resistência entre testemunhos de referência de 15cm de diâmetro para testemunhos de 7,5cm e 10cm respectivamente, em concretos com agregados de dimensão característica de 25mm. Meininger¹⁷⁴, obteve valor unitário para essas mesmas relações com o uso de agregado graúdo pedregulhoso de 19mm. Por sua vez, Barcena Diaz e Ramirez Ortiz¹⁷⁵ obtiveram analogamente, relações de 0,92 e 0,97 para os testemunhos de 5cm e de 10cm de diâmetro respectivamente, comparados com os de 15cm de referência, para agregados britados de 30mm.

No nosso país, com referência à influência das dimensões dos testemunhos de concreto, destacam-se dois trabalhos de Gutschow e Dal Molin^{155,156} e de Martins, Fernandez-Gomez e DalMolin^{176,177}, utilizando testemunhos de 50mm, 75mm e de 100mm. No primeiro, *testemunhos de 75mm* apresentaram resultados 6% em média mais resistentes que os de 100mm, e, os de 50mm, 6% menos resistentes que estes; para concretos com agregados graúdos passando 100% na peneira de 19mm e ficando 95% retidos na peneira de 9,5mm, e com resistência média global da ordem de 27MPa. Interpretam os autores, que nos testemunhos de 50mm, prevaleceram os efeitos dos danos causados pela extração e para os de 75mm prevaleceram o efeito volume, ou seja, a menor probabilidade de terem pontos fracos. Os resultados dos ensaios confirmaram o *aumento da dispersão com a redução do diâmetro de extração*, fato consensual nos trabalhos do gênero. Vale o registro de que Martins¹⁷⁸, em tese de doutorado em Madrid, encontrou resistências 17% superiores com testemunhos de 75mm em relação aos de 100mm, obtendo, também nesses estudos, resistências 11% superiores com os *testemunhos de 50mm*, quando comparados com os referenciais de 100mm, *para concretos de alta resistência*. No segundo trabalho os autores concluíram que também os

testemunhos de 75mm apresentaram os maiores resultados. Esta ocorrência, segundo os próprios autores, é pouco registrada por pesquisadores. Fazem, no texto, menção a uma citação de Alba referente a um trabalho de Smitter, de 1974, no qual este encontrou resistências 7% superiores com testemunhos de 75mm em relação aos de 100mm. Comprovam ainda, nesse segundo trabalho, que quanto *maior é a esbeltez, menor é a resistência à compressão* e, finalizando, que para os concretos de alta resistência, entre 50 e 100MPa, *os testemunhos apresentaram maior resistência à compressão que os corpos-de-prova moldados*, sendo esta relação de 1,12.

Em trabalho publicado pelo Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones – INTEMAC de Barcelona, Alba e Cabezas¹⁷⁹ investigando o concreto dos pilares de uma estrutura com agregados da ordem de 12mm, encontrou uma relação de 1,08 entre as resistências médias de *minitestemunhos de 25mm de diâmetro* e testemunhos de 100mm, extraídos em amostragem, em número de 40 e 25 respectivamente. Este concreto, no qual foi detectada uma baixa qualidade em relação ao valor especificado, apresentou resistência média nos testemunhos supracitados de 220 kgf/cm² (22,0MPa) e 208 kgf/cm² (20,8MPa) respectivamente. Comentam os autores, não ter sido possível, no entanto, obter uma avaliação válida devido a grande dispersão dos resultados encontrada para ambos os diâmetros. Indelicato³⁹ do Instituto Politécnico de Torino, também utilizou, com bons resultados a técnica de minitestemunhos em investigação experimental de estrutura de concreto. Por fim Munday y Dhir¹³, confirmaram, para o *diminuto diâmetro de 25mm*, por meio de investigações experimentais, um *aumento esperado na dispersão dos resultados* em relação aos demais diâmetros estudados de 50mm, 75mm e 100mm, para concretos entre 40MPa e 60MPa, fabricados com agregados de *tamanho inferior a 10mm*, e, que, *esse aumento é maior para o índice de esbeltez igual a 2*, comparativamente com o *índice de esbeltez igual a 1*.

Nesse contexto observa-se que a utilização de testemunhos de diâmetros inferiores a 100mm ainda não está consolidada entre os pesquisadores na avaliação das estruturas de concreto.

- *Presença de armadura nos testemunhos*

Nas situações inevitáveis de corte de armaduras, quando da extração de testemunhos em peças estruturais, fato mais provável, para os testemunhos de 15 e 10cm de diâmetros, se faz necessária a análise de sua influência nos resultados de ruptura dos mesmos. Com o auxílio dos desenhos do projeto estrutural e dos ensaios com equipamentos eletromagnéticos, conhecidos como pacômetro, procura-se, no planejamento da extração dos testemunhos, atingir ao mínimo as armaduras. Daí, a importância de utilização dos *minitestemunhos* para atingir esse objetivo.

Alguns pesquisadores entre eles, Kasai e Matui¹⁸⁰, Liniers¹⁸¹, Malhotra^{131,132} e Petersons¹⁰¹, estudaram a influência da presença da armadura, sendo de importância fundamental a posição da mesma no interior do testemunho. Neville⁴⁷ relata que o efeito de enfraquecimento devido à armaduras transversais nos testemunhos é contraditório. Cita trabalhos de Malhotra e de Loo e colaboradores, que relatam alguns ensaios em que não houve redução da resistência, e, outros, em que a redução variou de 8 a 18%; citando que essa redução é maior para testemunhos com relação altura/diâmetro igual 2, do que com valores menores dessa relação. Petersons¹⁰¹ não considera significativa a redução de cerca de 4% na resistência pela presença de armaduras transversais obtidas em seus estudos.

A Concrete Society¹⁵¹ se refere a uma redução da resistência em função da posição do aço, citando que o efeito é tanto maior quanto mais distante o aço estiver do topo do testemunho.

A norma inglesa de BS 1881¹⁰⁹ propõe coeficientes de correção com base no estudo da Concrete Society¹⁵¹, em função do número de barras existentes no testemunho, considerando o caso de uma única barra e o da presença de mais de uma barra, em função da distância dessa barra ao topo do testemunho e da altura deste testemunho.

Sobre o assunto Neville⁴⁷ comenta: “considerando os diversos fatores envolvidos e os dados conflitantes, não existe nenhum fator confiável que leve em conta a presença de barras transversais de aço. A melhor solução, se possível, é extrair testemunhos em locais onde não haja armadura, não apenas pelas complicações introduzidas na avaliação da resistência, como também porque o corte da armadura pode ter inconvenientes para a estrutura”. Acrescenta, ainda, Neville que em nenhum caso é aceitável a presença de barras de aços paralela ao eixo do

testemunho. Tanto a norma brasileira NBR7680:1983¹⁰ quanto à norma MERCOSUL NM 69:96¹¹ não recomendam nenhum coeficiente de correção pela presença de barras, ressaltando que a seção das barras de aço, porventura existentes na direção ortogonal ao eixo do testemunho, não pode ultrapassar 4% da seção transversal do mesmo. Por fim, Vieira¹⁸² comenta que a comissão responsável pela revisão da NM 69:96¹¹ realiza estudos para verificar, se há possibilidade de representar por uma equação, a minoração do desempenho do concreto em testemunhos que apresentem barras cruzando-se em seu interior, com base em estudos experimentais.

- *Condições de ruptura*

Há controvérsias entre as normas internacionais sobre as condições em que os testemunhos extraídos devem ser rompidos, se úmidos ou secos.

Neville⁴⁷ faz referência à norma BS 1881-83¹⁰⁹ e Cánovas⁵⁸ à norma espanhola UNE 83302-84, as quais indicam que os testemunhos devem ser rompidos saturados, por imersão em água a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ por um período de 48 horas antes do ensaio. Alba³⁷ se refere as normas dinamarquesas, as quais indicam a ruptura dos testemunhos saturados após imersão em água também por um período de 48 horas precedentes ao ensaio. A BS 1881¹⁰⁹ indica igual procedimento para a ruptura dos testemunhos. Por sua vez, a Concrete Society¹⁵¹ recomenda, quando se deseja o conhecimento da resistência efetiva do concreto, que os testemunhos sejam ensaiados em condições semelhantes às existentes na estrutura. O “American Concrete Institute”, recomenda, através da norma ACI 318⁹⁸, considerada “mais realista” por Cánovas⁵⁸, que os testemunhos devem ser rompidos nas *condições termohigrométricas de serviço do concreto* na estrutura; enquanto a norma alemã DIN 1048-78 indica que os corpos de prova sejam rompidos *imediatamente após a sua extração*. Experiências japonesas, realizadas por Yamane et alli, apud Neville⁴⁷, mostraram que o ensaio na *condição seca* conduziu a resultados cerca de *10% maiores* do que na condição molhada. Bloem³⁵ encontrou relação entre 1,10 a 1,25 para a relação entre a ruptura dos testemunhos no estado seco para saturados, concordando praticamente com Calavera¹⁵⁹ que obteve a citada relação entre *1,10 a 1,15*. Estudos de Delibes Liniers, Petersons e Bloem apud Helene¹⁷, indicam a *queda de 15 a 20%* na resistência em testemunhos que antes da ruptura foram mantidos

submersos em água por 40 horas ou mais. Mills¹⁸³ explica essa perda de resistência dos testemunhos submersos como *uma consequência do enfraquecimento dos géis do cimento*, ao absorverem água, diminuindo as forças de coesão entre as partículas sólidas.

Os que seguem a indicação para a ruptura dos testemunhos no estado saturado, justificam, obviamente, pela condição de uniformidade e homogeneidade para efeito de comparação.

A nossa NBR 7680:1983¹⁰ admite, para estruturas em contato permanente com a água, que os testemunhos sejam rompidos saturados após 48 horas em imersão em água saturada de cal na temperatura de $23 \pm 3^{\circ}\text{C}$, e, para estruturas expostas ao ar, recomenda que os testemunhos sejam mantidos em ambientes com umidade relativa superior a 50%, no intervalo de temperatura de $23 \pm 3^{\circ}\text{C}$, pelo mesmo período mínimo de tempo. A NM 69:96¹¹ prescreve que, quando o concreto se apresentar seco no local onde é realizada a extração, os testemunhos devem ser mantidos durante 48 horas em ambientes de laboratório (temperatura compreendida entre $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$) e devem ser ensaiados à compressão com a umidade resultante deste tratamento. Quando, nas condições de serviço o concreto da estrutura estiver mais do que superficialmente umedecido, os testemunhos devem ser submersos em uma solução saturada de hidróxido de cálcio, à temperatura $23 \pm 2^{\circ}\text{C}$, durante, no mínimo, as 40 horas que precedem à realização do ensaio. A propósito da ruptura nas condições existentes na obra, afirma Cánovas⁵⁸ (1988, p. 522):

“...realizar a ruptura dos corpos-de-prova nas condições em que o concreto está trabalhando em obra é fundamental, visto que, em muitos casos, estes testes tratam de conhecer nada mais do que resistência real do concreto da obra, e mal se pode conhecê-las se o concreto é ensaiado em condições diferentes”.

Outros fatores de fundamental importância para a confiabilidade dos resultados de ruptura são as *condições de preparação das faces* inferior e superior dos testemunhos. Estas devem se constituir em superfícies planas, rigorosamente lisas, paralelas entre si e perpendiculares ao eixo do testemunho. São efetuados cortes com serra diamantada apropriada e capeamentos em camadas delgadas, de mistura a base de enxofre, quartzo moído e cimento, em ambas as faces. Sobre o capeamento com enxofre Meneghetti et al.¹⁸⁴, em trabalho experimental, concluem ser esse o mais adequado, executado em camadas finas para a correção das imperfeições e para uma melhor confiabilidade nos resultados. De Marco et al.¹⁸⁵

realizaram estudos comparativos de capeamentos a base de pasta de cimento, a base de enxofre com a utilização, para a ruptura dos testemunhos, de almofadas de neoprene, sem e com reforço metálico. Concluíram, ser grande a disparidade dos resultados para o caso do neoprene sem reforço, ao contrário do neoprene com reforço metálico. Este resultado abre uma perspectiva para novas investigações para uso padronizado deste último processo. Atualmente tem sido utilizado com frequência por diversos laboratórios conceituados, principalmente para os testemunhos obtidos de concreto de alto desempenho, o corte dos mesmos com serra diamantada seguido do esmerilhamento por equipamento apropriado, deixando as faces rigorosamente planas e lisas, com a mínima interferência nos resultados dos ensaios.

- *Idade e condições de cura*

A influência que a idade do concreto tem sobre as resistências do mesmo é bastante variável, *dependendo do tipo de cimento empregado e das condições de temperatura* atuantes sobre o concreto até a idade considerada. Sabe-se que a resistência do concreto aumenta com a idade decorrente dos fenômenos de hidratação e cristalização do cimento, cuja velocidade e majoração, dependem de vários fatores, principalmente, os acima citados e o processo de cura.

Sobre o aumento da resistência do concreto após os 28 dias, idade em geral de referência para as análises estruturais, Helene¹⁷ chama a atenção para o fato de que esse *ganho de resistência vem para compensar*, entre outros fatores, a *perda* devido à ação de cargas de longa duração e está, portanto indiretamente considerado no cálculo e não deve ser desprezado sob risco de diminuição da segurança estrutural. A propósito, Cremonini²² comenta sobre a abordagem feita por Herrera¹⁸⁶, que na discussão de artigo de Malhotra, afirma que a aceitação de concretos que atinjam a resistência de projeto, segundo os critérios do ACI 318⁹⁸, em idades superiores a 28 dias, implica em ter estruturas com grau de segurança menor ou com reserva reduzida, em casos eventuais, de estados de tensão superiores aos originalmente estimados.

Vários são os estudos experimentais determinando os coeficientes médios de aumento da resistência *com a idade e também com o tipo de cimento*, destacando-se os de Petersons¹⁰¹, nos quais, tomando-se como 1,00 a resistência aos 28 dias

de idade, obtiveram-se os seguintes coeficientes : 0,70 para 7 dias de idade; 0,89 para 14 dias; 1,10 para 3 meses; 1,15 para 6 meses; 1,18 para 1 ano e 1,20 para mais de 2 anos. No Brasil pode-se destacar os estudos de Petrucci¹²¹, tanto para cimento Portland comum, como para o cimento ARI, para o qual encontrou, tomando como 1,00 aos 28 dias, os coeficientes de 0,78 para 7 dias; 1,12 para 90 dias e 1,20 para 1 ano; e, para cimentos pozolânicos e de alto-forno, em estudo análogo, encontrou respectivamente: 0,59 para 7 dias; 1,37 para 90 dias e 1,48 para um ano. Por outro lado, os estudos de Plowman e Murphy apud Neville⁴⁷, evidenciaram que a resistência do concreto "in situ" aumenta pouco, depois de 28 dias, e, por esse motivo, a "Concrete Society¹⁵¹" de Londres recomenda que *não seja considerada a idade* na interpretação da resistência dos testemunhos extraídos. Ainda segundo Neville⁴⁷: "o efeito da idade não é fácil de ser considerado, mas, sem cura úmida não se deve esperar aumento de resistência". Como conclusão, citamos a recomendação de Helene¹⁷ no sentido de se procurar usar, desde que disponíveis, *as curvas de evolução da resistência do próprio cimento e concreto utilizado*, ao invés de valores meramente tabelados.

Com respeito à normalização brasileira, a NBR 7680:1983 propõe uma tabela de crescimento da resistência (incluindo nota de rodapé), apresentada a seguir para os tipos de cimento em utilização na época.

Tabela 2.11 - Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade¹⁰.

Natureza do cimento	Idade					
	≤ 7 dias	14 dias	28 dias	3 meses	1 ano	≥ 2 anos
Portland comum(NBR 5732)	0,68	0,88	1,00	1,11	1,18	1,20
Alta Resistência Inicial (NBR 5733)	0,80	0,91	1,00	1,10	1,15	1,15
Alto Forno, Pozolânico MRS e ARS (NBR 5735, 5736 e 5737)	—	0,71	1,00	1,40	1,59	1,67

Nota: Esta tabela apresenta valores médios usuais. Pode ser aplicada sempre que não se dispuser de correlação real obtida com número representativo de ensaios do cimento utilizado na moldagem do concreto em estudo. É permitida a interpolação linear com aproximação até décimos.

Sobre o assunto, Helene¹⁷ apresentou uma tabela bem mais detalhada, considerando diversas relações água/cimento e vários tipos de cimento, em vigor no ano de 1993, quando da publicação do seu trabalho. Essa tabela, que se segue, está, ainda, em consonância com os cimentos atualmente em utilização.

Tabela 2.12 – Ganho de resistência com tempo em função da relação a/c.¹⁷

Cimento	Relação a/c (kg/kg)	f _{c28} MPa	Coeficiente médio f _{ci} / f _{c28}			
			3d	7d	28d	91d
CP I	0,38	43	0,54	0,74	1,00	1,14
	0,48	35	0,49	0,71	1,00	1,16
	0,56	28	0,42	0,66	1,00	1,20
	0,68	23	0,36	0,61	1,00	1,25
	0,78	18	0,34	0,50	1,00	1,26
CP II – E	0,38	40	0,51	0,72	1,00	1,16
	0,48	33	0,47	0,69	1,00	1,18
	0,56	27	0,40	0,69	1,00	1,22
CP II – F	0,68	22	0,35	0,60	1,00	1,26
	0,78	18	0,32	0,57	1,00	1,28
	0,38	51	0,38	0,62	1,00	1,23
CP III	0,48	40	0,36	0,61	1,00	1,25
	0,56	32	0,28	0,54	1,00	1,31
	0,68	26	0,26	0,52	1,00	1,34
	0,78	20	0,22	0,48	1,00	1,38
	0,38	40	0,50	0,71	1,00	1,16
CP IV	0,48	31	0,48	0,70	1,00	1,17
	0,56	25	0,40	0,64	1,00	1,21
	0,68	20	0,35	0,60	1,00	1,26
	0,78	15	0,29	0,55	1,00	1,30
	0,38	55	0,69	0,86	1,00	1,04
CP V	0,48	42	0,62	0,82	1,00	1,06
	0,56	36	0,53	0,77	1,00	1,08
	0,68	29	0,46	0,71	1,00	1,11
	0,78	23	0,43	0,60	1,00	1,13

Também, em trabalho apresentado no Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados, o referido autor apresenta a compilação de três tabelas de diversos pesquisadores, referente ao crescimento da resistência por períodos de até 50 anos, que são registradas a seguir:

Tabela 2.13 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade – Cimento Portland¹⁷

Investigador \ Idade	Idade										
	7d	14d	28d	3m	6m	1a	2a	5a	10a	25a	50a
Petrucci	0,72	-	1,00	1,11	-	1,23	-	-	-	-	-
Washa e Wend	0,60	-	1,00	-	-	1,45	-	2,13	2,28	2,33	2,50
Petersons	0,70	0,89	1,00	1,10	1,15	1,18	1,20	1,20	-	-	-
				1,00	1,00	1,00					
Concrete Society	-	-	1,00	a	a	a	-	-	-	-	-
				1,20	1,30	1,35					
Tobio	0,70	0,85	1,00	1,10	1,15	1,18	-	-	-	-	-
Montoya	0,65	-	1,00	1,20	-	1,35	-	-	-	-	-
Neville	-	-	1,00	1,15	1,20	1,24	-	-	-	-	-

Tabela 2.14 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade – Cimentos de Alta Resistência Inicial¹⁷.

Investigador \ Idade	Idade										
	7d	14d	28d	3m	6m	1a	2a	5a	10a	25a	50 ^a
Petrucci	0,78	-	1,00	1,12	-	1,20	-	-	-	-	-
Petersons	0,80	0,92	1,00	1,10	1,12	1,13	1,14	1,15	-	-	-
Montoya	0,75	-	1,00	1,15	-	1,20	-	-	-	-	-

Tabela 2.15 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade – Cimentos AF, POZ, MRS e MCH¹⁷

Investigador \ Idade	Idade										
	7d	14d	28d	3m	6m	1a	2a	5a	10a	25a	50a
Petrucci	0,59	-	1,00	1,37	-	1,48	-	-	-	-	-
Petersons	0,70	-	1,00	1,40	1,50	1,60	1,65	1,70	-	-	-

Como dado informativo prático, do efeito da idade sobre a resistência do concreto, Vieira Filho¹⁴⁶ encontrou, em estudo experimental sobre avaliação estrutural de pavimento de concreto no Recife, em 1991, a relação de 1,23 entre as resistências médias de *testemunhos extraídos de 100mm* de diâmetro e de índice de esbeltez entre 1,5 e 2,0, devidamente corrigidos e de *corpos-de-prova cilíndricos de 15cm x 30cm moldados*, na fase de controle da obra, *15 anos antes*. Na construção deste pavimento utilizou-se cimento Portland comum, na época CP-320. Nesse estudo experimental, realizaram-se também, “in situ” e em laboratório, ensaios esclerométricos e ultrassônicos e ainda ensaios de reconstituição do traço do concreto endurecido; e *ensaios dinâmicos*, em campo, com o “*Falling Weight Deflectometer*”(FWD), para determinação das características mecânicas do concreto. Os resultados obtidos apresentaram excelente *grau de coerência* com o concreto ensaiado *na pista e com os testemunhos extraídos* e ainda nas correlações obtidas.

Outro estudo experimental em Pernambuco, com a metodologia de extração de testemunhos, *em concreto de alto desempenho*, de importante registro, foi realizado, em 2001 por Andrade¹⁸⁷, que em sua dissertação de mestrado apresentada à EPUSP, encontrou, *após 16 anos* de idade, um coeficiente de 1,26 entre a resistência média bruta(sem qualquer correção) de testemunhos de 10cm x 20cm extraídos e a resistência média dos corpos-de-prova de 15cm x 30cm normalizados, quando da execução da obra, referente ao concreto protendido dos dormentes do Metrô do Recife. Aplicadas as correções devidas: ao processo de cura acelerada da fabricação dos dormentes, à relação entre os tamanhos dos cilindros ensaiados, às diferentes condições de umidade dos mesmos e aos “*efeitos estimados do broqueamento*”; o coeficiente encontrado por esse pesquisador, passou a variar no intervalo de 1,28 a 1,42, com um nível de significância de 95%.

No tocante à influência da cura, não se conhecendo, na grande maioria dos casos, as reais condições da mesma na estrutura da qual foram extraídos os testemunhos, é incerto considerar o seu efeito sobre a resistência dos cilindros extraídos. No entanto, é aceito entre os pesquisadores, que, para concretos de modo geral, não realizar nenhum procedimento de cura, significa reduzir o seu desempenho. A propósito Couto et al.¹⁸⁸ concluiu que a ausência de processo de cura reduz a performance do cobrimento do concreto, diminuindo, portanto a sua durabilidade. No caso de estruturas curadas de acordo com as recomendações, conforme foi citado

anteriormente, Petersons¹⁰¹, concluiu que a relação entre a resistência de cilindros extraídos e a de cilindros normalizados moldados na mesma idade, é sempre menor que 1, e diminui com o aumento da resistência.

- *Determinação da resistência característica*

Em face do que foi exposto evidencia-se que *não é simples a interpretação da resistência de testemunhos extraídos* em relação à especificada aos 28 dias. O ACI 318⁹⁸ estabelece que o concreto da parte representada pelos testemunhos extraídos, é considerado satisfatório se a *resistência média* dos mesmos for igual a pelo menos *85% da resistência especificada* e que nenhum testemunho apresente valor menor do que *75% dessa resistência*, não se levando em conta a idade. Isto é válido, sempre que se empreguem grupos de 3 testemunhos de uma mesma zona perfeitamente definida. Como observa Neville⁴⁷, os testemunhos são ensaiados secos, se a estrutura em serviço estiver seca, o que deve resultar resistências mais altas do que com o ensaio da BS (que admite condição úmida), concluindo que os requisitos dessa norma do ACI “ são um tanto generosos”.

No Brasil para se estimar a resistência característica do concreto, procedente de uma amostra representativa de um lote da estrutura, de acordo com o item 9 da NBR 7680:1983¹⁰, utilizam-se os estimadores previstos na NBR 6118:2003² – “Projeto de estruturas de concreto”- Procedimento, que remete para NBR 12655:1996⁹⁶ – “Concreto - Preparo, controle e recebimento”; na NBR 7187:2003¹⁸⁹ – “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento”; na NBR 7197:1989¹⁹⁰ – “Projeto de estruturas de concreto protendido – Procedimento”, (substituída / absorvida pela NBR 6118:2003²) e finalmente na NBR 7583:1986¹⁹¹ – “Execução de pavimentos de concretos simples por meio mecânico”. Finaliza-se com duas observações que julga-se pertinentes apresentá-las. A primeira de Canovas⁵⁸ (1988), afirmando que:

“...é lógico se admitir que as resistências fornecidas pelos testemunhos extraídos, uma vez efetuadas todas as correções, são mais representativas do concreto que se estuda que as resistências obtidas pelos corpos-de-prova de controle, por serem aqueles parte do próprio concreto da estrutura”.

A segunda de Helene¹⁷ (1984): “considerando que a *avaliação da resistência do concreto é sempre um assunto delicado* e em última instância dependente dos

responsáveis pela segurança da obra”. Lembra, no entanto, que é aconselhável compatibilizar o critério adotado nessa avaliação, com o critério adotado inicialmente no projeto que definiu a segurança da estrutura por ocasião do seu dimensionamento.

2.6 Considerações gerais

Pelo que foi apresentado neste capítulo, observa-se que apesar do método da extração de testemunhos ser o de maior confiabilidade para a avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas, o mesmo é influenciado por diversos fatores que interferem na interpretação dos seus resultados. Entre estes fatores, encontram-se os danos causados pela extração, comumente denominados de *efeitos do broqueamento*, cujo *coeficiente de correção* a ser aplicado à resistência dos testemunhos, busca-se quantificar nesta tese. Como já foi enfatizado, sobretudo em face da multiplicidade de variáveis envolvidas, são escassas as referências normativas sobre o *valor numérico para este coeficiente de correção*. Há de se considerar, também, a evolução da tecnologia do concreto, com a obtenção de resistências cada vez mais elevadas para as pastas de aderência dos agregados, que diminuem os danos por extração em relação aos testemunhos obtidos de concretos – com pastas relativamente de mais baixas resistências – comumente utilizados há algumas décadas. Este fator, conforme comentado no texto pertinente desta tese, interfere nos resultados do supracitado coeficiente de correção.

Também, ao longo deste capítulo, ficou evidenciado que ainda não está consolidada na normalização nacional e estrangeira, a utilização de testemunhos de diâmetros inferiores a 100mm de grande interesse prático.

O plano experimental desenvolvido nesta tese, detalhado no capítulo seguinte, busca, ao fixar algumas variáveis, investigar quantitativamente os efeitos dos danos do broqueamento por meio da relação entre as resistências à compressão de corpos-de-prova moldados e curados sob condições padronizadas com testemunhos extraídos em paridade de dimensões. Permite, ainda, avaliar a utilização de pequenos testemunhos com o objetivo de sua inserção nas avaliações de estruturas acabadas com todas as vantagens dela decorrente.

3 EXPERIMENTO

3.1 Planejamento do experimento

Com o objetivo principal de quantificar a diferença entre as resistências à compressão de corpos-de-prova moldados (M) e de testemunhos extraídos (E), por meio da relação entre elas $R_{(M/E)}$, correspondente aos efeitos causados pelo processo de broqueamento dos testemunhos, foi elaborado o presente programa experimental, conforme detalhamento apresentado a seguir.

- *definição dos lotes de concreto*

Foram previstos um total de 4 lotes de concreto produzidos pela central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. – POLIMIX, situada no município de Olinda, na divisa com o Recife, no estado de Pernambuco – Brasil, a qual fornece concreto para a região metropolitana do Recife. Para os 3 primeiros lotes, identificados como Lote 01, Lote 02 e Lote 03, correspondentes respectivamente a 20MPa, 50MPa e 70MPa, foram previstos a moldagem de blocos no pátio da referida central dosadora. Para o Lote 04, considerado como amostragem suplementar, correspondente a 65MPa, foram previstos a moldagem de blocos com o concreto fornecido pela mesma central, no canteiro-de-obras do edifício Sansara, da construtora Romarco, situado à beira-mar, na Av. Ministro Marcos Freire, em Olinda/PE.

- *tamanho da amostragem por lote*

Para os lotes em estudo, cada população em análise foi definida: pela resistência à compressão do concreto aos 28 dias de idade, pelo processo de cura utilizado e pelas dimensões dos corpos-de-prova de referência e dos testemunhos extraídos. Essa resistência é referenciada pelas centrais produtoras de concreto, para efeito de pedido do mesmo, como *resistência à compressão característica f_{ck}* , de acordo com a NBR 7212:1984¹⁹², *nomenclatura adotada nesta tese*. Para os lotes nº 01, 02 e 03 esta população é constituída por no mínimo uma amostragem de 36 elementos (corpos-de-prova ou testemunhos). Na fixação desta amostragem mínima

considerou-se o princípio citado por diversos estatísticos, entre eles, Bussab e Morettin¹⁹³ que consideram que, para amostras com mais de 30 elementos, a aproximação da distribuição normal é considerada muito boa se a população original tiver comportamento aproximadamente gaussiano.

Para o lote nº 04, em função do espaço disponível para a moldagem dos blocos no canteiro-de-obras, a amostra foi constituída por 6 elementos por população considerada, correspondentes a corpos-de-prova moldados, testemunhos extraídos, condições de cura e idade de 28 dias, assim como para a idade de 90 dias para efeito de comparação.

- *Projeto das formas*

Para os lotes nº 01 a nº 03 foram previstos 2 tipos de blocos com dimensões de 145cm de comprimento por 90cm de altura e 25cm de profundidade e de 75cm x 90cm x 35cm respectivamente, o primeiro para a extração de testemunhos de diâmetro de 10cm; 7,5cm, 5cm e ϕ 2,5cm, e, o segundo, com profundidade de 35cm, destinado à extração de testemunhos de 15cm x 30cm. No projeto para fabricação das formas de madeira, garantiu-se a distância mínima da borda do bloco à extremidade do testemunho, de 1Φ , do referido testemunho. Para o lote nº 04 a forma foi projetada, também em madeira, para um único tipo de bloco, com dimensões de 2,1m x 1,35m x 0,35m, possibilitando a extração, em número mínimo de 6 para cada Φ , de todos os testemunhos supramencionados.

As figuras 3.1 a 3.3 ilustram os desenhos das referidas formas.

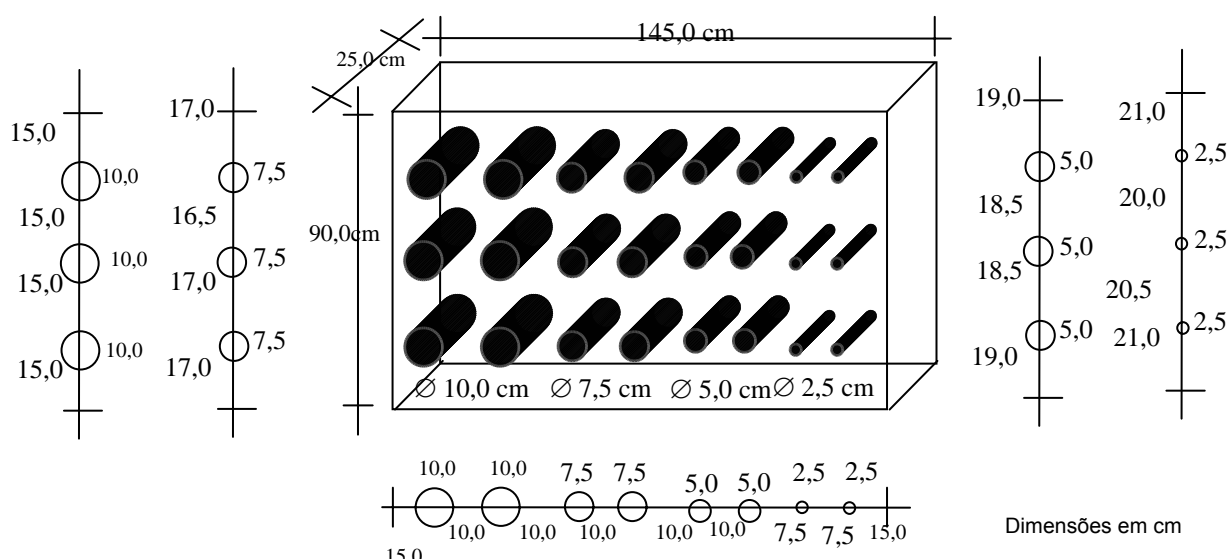


Figura 3.1 – Representação esquemática da forma destinada ao bloco tipo 1 moldado no pátio da central dosadora de concreto

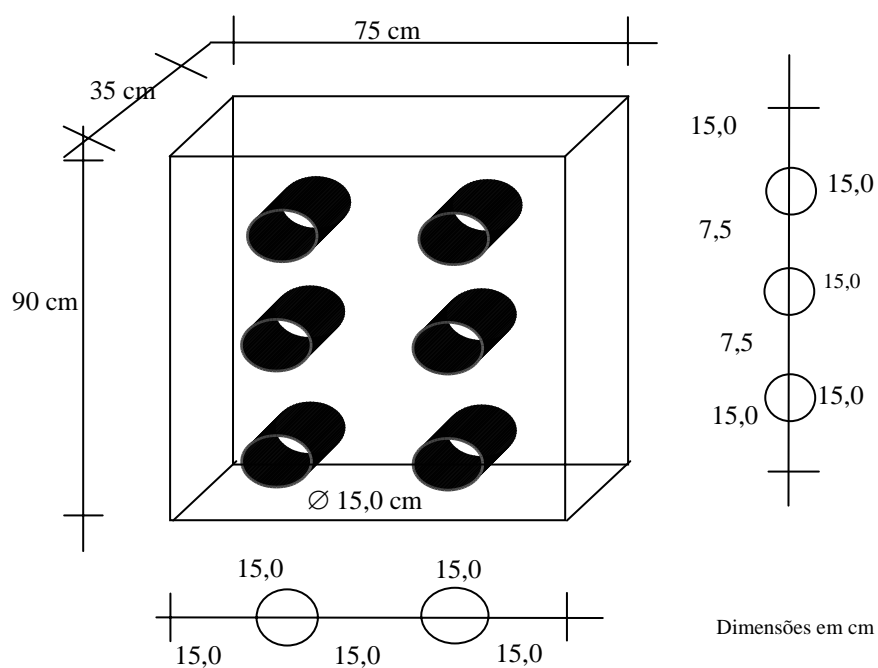


Figura 3.2 – Representação esquemática da forma destinada ao bloco tipo 2 moldado no pátio da central dosadora de concreto

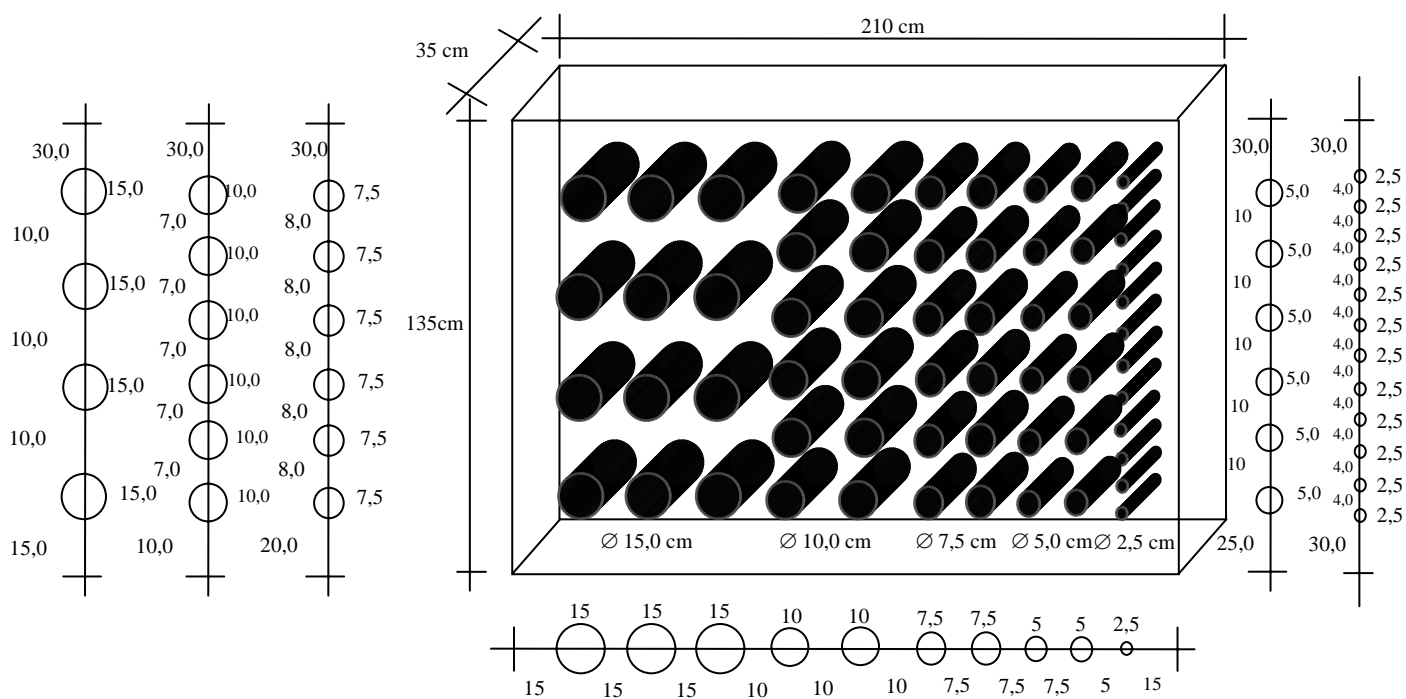


Figura 3.3 – Representação esquemática da forma destinada aos 2 blocos moldados no canteiro-de-obras do edifício Sansara

- *moldagem dos blocos*

Os lotes nº 01, 02 e 03 foram constituídos, cada um, por 6 eventos de moldagens, para cada f_{ck} considerado respectivamente, numerados de 1 a 6 e identificados por B1 a B6 para o concreto de 20MPa, C1 a C6 para o concreto de 50MPa e D1 a D6 para o concreto de 70MPa (ver APÊNDICE C). Para esses lotes, os blocos foram de 2 tipos, com as dimensões já referidas no item anterior, moldados, em cada evento, com a mesma amostragem de concreto. Antes das moldagens dos blocos as formas eram devidamente inspecionadas e submetidas à aplicação de desmoldante, indicada na Figura 3.4, para facilitar a desforma e o reaproveitamento das mesmas.



Figura 3.4 – Aplicação do desmoldante na forma no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)

Foram moldados no pátio da central dosadora um número de 54 blocos, correspondendo a 18 para cada f_{ck} (Figuras 3.5 a 3.7) Em todos os 6 eventos de concretagem (nº 1 a 6) para cada f_{ck} , moldaram-se 2 blocos, sendo um de cada tipo supracitado, em um subtotal de 12 para serem curados úmidos. Nos eventos ímpares (nº 1, 3 e 5) moldaram-se mais 2 blocos adicionais por evento, em um subtotal de 6, destinado à cura ao ar.

O lançamento do concreto por calha diretamente do caminhão betoneira e o adensamento vibratório por meio de vibrador de imersão encontra-se ilustrado nas figuras 3.6 e 3.7



Figura 3.5 – Central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX localizada em Olinda/RMR (foto de 2004)



Figura 3.6 - Moldagem dos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)

Para o Lote nº 04, suplementar, foram moldados 2 blocos de mesmas dimensões, um para cada tipo de cura previsto, em um único evento de concretagem. (Figuras 3.8 a 3.10)



Figura 3.7 - Adensamento dos blocos no pátio da central dosadora da MARE CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.8 – Canteiro-de-obras do edifício Sansara - Av. Ministro Marcos Freire – Olinda/PE (foto de 2005)



Figura 3.9 – Formas para moldagem dos 2 blocos no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005)



Figura 3.10 – Lançamento do concreto nos blocos no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005)

O resumo dos eventos de moldagens do total dos 56 blocos é apresentado no APÊNDICE C.

- *processos de cura adotados*

Foram adotados os processos de cura úmida (u), por molhagem dos blocos até a data de extração dos testemunhos, correspondente a um período de 23 a 25 dias após a concretagem; e, ao ar (a), Figuras 3.11 e 3.12, nas condições termohigrométricas ambientais, com temperatura média da ordem de 30° C e umidade relativa do ar variando entre cerca de 75% e 90% (ver ANEXO A).



Figura 3.11 – Umedecimento dos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.12 – Cura úmida e cura ao ar nos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)

- *amostragens de corpos-de-prova moldados (M)*

Para cada evento de concretagem dos blocos, em número total de 7, 6 no pátio da central e 1 no canteiro-de-obras, após a verificação do abatimento do tronco de cone, conforme a NBRNM67:1998¹⁹⁴ (Figura 3.13), foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos padronizados de 15cm de diâmetro por 30cm de altura e igualmente 12 corpos-de-prova de 10 cm de diâmetro por 20cm de altura, de acordo com a NBR 5738:2003⁸ (Figuras 3.14 a 3.15). (No evento nº 7 no canteiro-de-obras foram moldados mais 12 corpos-de-prova de cada tipo padronizado para ruptura aos 90 dias de idade. De cada tipo, 6 foram curados úmidos segundo referida norma e 6 foram curados ao ar nas condições termohigrométricas ambientais, para efeito de comparação, como pode-se observar nas figuras 3.11 e 3.12 apresentadas.

Dessa forma para cada lote de concreto moldado na central e para cada tipo de cura, dispunha-se de uma amostragem de 36 corpos-de-prova de referência de (15cm x 30cm) e 36 corpos-de-prova de (10cm x 20cm), e para o lote moldado no canteiro-de-obras, de mais 24 (12 para ruptura aos 28 dias e 12 para ruptura aos 90 dias sendo 6 de cada tipo respectivamente) totalizando 240 corpos-de-prova.



Figura 3.13 – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.14 – Formas padronizadas de 15cm x 30cm e 10cm x 20cm para moldagem dos corpos-de-prova no pátio da central MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.15 –Moldagem dos corpos-de-prova no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)

- *amostragens de testemunhos extraídos (E)*

Para os lotes nº 01, 02 e 03, foram extraídos, para os diâmetros de 15cm; 10cm e 7,5cm, 6 testemunhos por bloco moldado em cada evento de concretagem (Figuras 3.16 a 3.19), totalizando 36 testemunhos para cada classe de concreto na condição

de cura úmida; e 18 na condição de cura ao ar. Para os testemunhos de diâmetro de 5cm foi possível duplicar essa amostragem para 72 e 36 respectivamente. Para os de 2,5cm foi possível se obter entre o triplo da amostragem, correspondendo a 108 testemunhos para cura úmida e 54 para cura ao ar, e o quádruplo correspondente a 144 testemunhos para cura úmida e 72 para cura ao ar, dependendo da integridade desse minitestemunho após a extração e o corte para o índice de esbeltez fixado.



Figura 3.16 – Extração por sonda rotativa com coroa diamantada em bloco, no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.17 – Extração por sonda rotativa com coroa diamantada no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX - (foto de 2004)

Para os 2 blocos do Lote 04 de 65MPa, moldados no canteiro-de-obras, 1 para cada condição de cura, foram extraídos em cada um, 6 testemunhos para os diâmetros de 15,0cm; 10,0cm e 7,5cm. Analogamente, foram obtidos o dobro de testemunhos para o diâmetro de 5,0cm e entre o triplo e o quádruplo para o de 2,5cm (ver Figuras 3.20 e 3.21). Para esse Lote 04, toda a amostragem descrita foi duplicada para ruptura na idade de 90 dias.



Figura 3.18 – Detalhe da extração dos testemunhos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.19 – Blocos após a extração dos testemunhos (transportados para área anexa ao Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)



Figura 3.20 – Testemunhos de diversos diâmetros após a extração no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005)



Figura 3.21 – Extração de testemunhos $\Phi=2,5\text{cm}$ no canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2005)

- *Índice de esbeltez dos testemunhos*

Para os ensaios de ruptura foi fixado para os testemunhos, o índice de esbeltez (relação altura/diâmetro) igual ao correspondente ao dos corpos-de-prova padronizados.

- *idades de rupturas*

Foi fixada para as rupturas dos corpos-de-prova e testemunhos extraídos, para todos os lotes e condições de cura, que constitui a grande massa de dados, a idade padrão de 28 dias. Para o lote 04, foi também fixada para amostragem adicional, a idade 90 dias, para comparações dos parâmetros estudados para essa idade, a título de informações complementares.

- *logística das operações*

De acordo com o planejamento estabelecido, os eventos de moldagem dos blocos, para cada lote de concreto, foram realizados, em função da disponibilidade da central dosadora, com intervalos de 1 a 3 dias dentro de cada lote. Entre os lotes 01, 02 e 03, os intervalos de moldagem variaram de 13 a 14 dias. O lote 04, no canteiro-de-obras, em função das disponibilidades da central e da obra, foi executado após 180 dias dos 3 primeiros lotes. Os intervalos entre os eventos de moldagens supracitadas, foram previstos possibilitando os desmoldes dos blocos e o cronograma das extrações e operações com os testemunhos nas datas programadas. Entre o 23^o e o 25^o dia após a moldagem dos blocos, foram procedidas as extrações, e o transporte, ao fim do respectivo dia, para os laboratórios de tecnologia dos materiais das Universidades Católica e Federal de Pernambuco, para as operações de corte dos testemunhos no índice de esbeltez fixado (Figura 3.22 e 3.24). Seguiam-se as retificações das faces, no laboratório da empresa TECOMAT (Figuras 3.25) e por fim o transporte para o laboratório da UFPE, onde permaneciam durante 48h em condições ambientais de laboratório, para a seguir serem rompidos nestas condições. Optou-se por este procedimento para ruptura, também previsto na NM 69:96¹¹, pela grande quantidade de testemunhos extraídos e pela seqüência de operações descritas, as quais, na ocorrência de imprevistos que impedissem o cumprimento rigoroso do prazo de suas etapas, os referidos testemunhos seriam mantidos em ambiente de laboratório, sem grandes alternâncias de variabilidade do teor de umidade para as rupturas.



Figura 3.22 – Inspeção prévia e preparação por corte com serra diamantada de testemunho $\Phi=2,5\text{cm}$ – Laboratório da UFPE – (foto de 2004)



Figura 3.23 – Inspeção prévia e preparação por corte com serra diamantada de testemunhos de diversos diâmetros – Laboratório da UFPE – (foto de 2004)



Figura 3.24 – Inspeção prévia e preparação por corte com serra diamantada – Laboratório da Universidade Católica /PE – (foto de 2005)



Figura 3.25 – Retificação das faces dos testemunhos – Laboratório da empresa TECOMAT – (foto de 2004)

Com relação aos corpos-de-prova moldados de 10cm x 20cm e de 15cm x 30cm, de referência, para os blocos curados úmidos, os mesmos eram mantidos úmidos ao pé dos blocos após a moldagem e cuidadosamente transportados, após 24 a 48h, para cura em câmara úmida no laboratório da UFPE, sendo retirados apenas para retificação de suas faces retornando à câmara úmida até a ocasião da ruptura. Os corpos-de-prova moldados e mantidos com cura ao ar sobre os blocos submetidos

ao mesmo processo (ver Figuras 3.11 e 3.12) eram transportados juntamente com os testemunhos extraídos dos respectivos blocos, retificados pelo mesmo processo, permanecendo também por 48h nas condições ambientais de laboratório, antes das respectivas datas de ruptura.

Para amostragem suplementar rompida aos 90 dias foi mantida a mesma logística de operações descritas, extraíndo-se os testemunhos com antecedência de cerca de 3 a 4 dias da data de ruptura. Para o bloco curado úmido o prazo de umedecimento foi de 23 a 25 dias, igualmente à amostragem de 28 dias. Para o bloco curado ao ar, o mesmo permaneceu nessas condições juntamente com os correspondentes corpos-de-prova moldados de 10cm x 20cm e de 15cm x 30cm, destinados a cura ao ar até a data da extração dos respectivos testemunhos acima referida. Os corpos-de-prova de referência de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm padronizados, foram mantidos em câmara úmida até os 90 dias de idade.

- *ensaios complementares*

Foram previstos no experimento, ensaios complementares de massa específica aparente, nos corpos-de-prova de referência de 10cm x 20cm e nos testemunhos referência de 10cm x 20cm (Figura 3.26); e ainda, de dureza esclerométrica e de velocidade ultrassônica nos blocos (Figuras 3.27 a 3.32) com vistas a determinação de parâmetros auxiliares ao objeto do estudo em apreço.



Figura 3.26 – Determinação da massa específica aparente por pesagens dos corpos-de-prova e testemunhos de 10x20cm – Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)



Figura 3.27 – Ensaio de dureza esclerométrica em bloco no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento SOILTEST - Model CT-320AM do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)



Figura 3.28 – Ensaio de dureza esclerométrica em bloco no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento SOILTEST - Model CT-320AM do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)



Figura 3.29 – Ensaio de velocidade ultrassônica nos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento PUNDIT do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)



Figura 3.30 – Ensaio de velocidade ultrassônica nos blocos no pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX – equipamento PUNDIT do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2004)



Figura 3.31 – Ensaio de velocidade ultrassônica em bloco no canteiro-de-obras do edifício Sansara – equipamento PUNDIT do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2005)



Figura 3.32 – Ensaio de dureza esclerométrica em bloco no canteiro-de-obras do edifício Sansara – equipamento SOILTEST - Model CT-320AM do Laboratório da Universidade Católica/PE (foto de 2005)

3.2. Quadros-resumos dos procedimentos gerais de moldagens, extrações e ensaios realizados

No quadro 3.1 seguinte é apresentado um resumo quantitativo das moldagens de blocos, corpos-de-prova, extrações de testemunhos e ensaios, totalizando **4029 procedimentos realizados no programa experimental** em apreço. No quadro 3.2 estão discriminadas as quantidades dos ensaios por lote de concreto.

QUANTITATIVOS GERAIS					Subtotal
Procedimentos	18 blocos de 20 MPa	18 blocos de 50 MPa	18 blocos de 70 MPa	2 blocos de 65 MPa	56
Moldagem de Blocos	Blocos secos ao ar				
Extrações	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	4 diâmetros x 6 testemunhos x 18 blocos = 432	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	4 diâmetros x 6 testemunhos x 9 blocos = 216	930
	Blocos extras (65 MPa)	1 (φ=15) diâmetro x 6 testem. x 18 blocos = 108	Blocos extras (65 MPa)	1 (φ=15) diâmetro x 6 testem. x 9 blocos = 54	
		5 diâmetros x 6 testemunhos x 2 blocos = 60		5 diâmetros x 6 testemunhos x 2 blocos = 60	
Moldagem de CP's	Umidos				
	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	6 CP's (15x30) x 18 Eventos = 108	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	6 CP's (15x30) x 18 Eventos = 108	480
	Blocos extras (65 MPa)	12 CP's (15x30) x 1 Evento = 12	Blocos extras (65 MPa)	12 CP's (15x30) x 1 Evento = 12	
		12 CP's (15x30) x 1 Evento = 12		12 CP's (15x30) x 1 Evento = 12	
Secos ao ar					
Ensaio de Ruptura de Testemunhos	Umidos				
	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	3 diâmetros x 6 testemunhos x 18 blocos = 324	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	3 diâmetros x 6 testemunhos x 12 blocos = 162	1585
	Blocos extras (65 MPa)	1 diâmetro x 12 testemunhos x 18 blocos = 216	Blocos extras (65 MPa)	1 diâmetro x 12 testemunhos x 12 blocos = 108	
		1 diâmetro x 24 testemunhos x 18 blocos = 376**		1 diâmetro x 24 testemunhos x 12 blocos = 288*	
		3 diâmetros x 6 testemunhos x 2 blocos = 36		3 diâmetros x 6 testemunhos x 2 blocos = 36	
	1 diâmetro x 12 testemunhos x 2 blocos = 24		1 diâmetro x 12 testemunhos x 2 blocos = 24		
	1 diâmetro x 24 testemunhos x 2 blocos = 48*	41**	1 diâmetro x 24 testemunhos x 2 blocos = 48*	42**	
Ensaio de Ruptura de Corpos de Prova	Umidos				
	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	2 diâmetros x 6 corpos de prova x 18 blocos = 216	Blocos (20, 50 e 70 MPa)	2 diâmetros x 6 corpos de prova x 18 blocos = 216	480
	Blocos extras (65 MPa)	2 diâmetros x 6 corpos de prova x 2 blocos = 24	Blocos extras (65 MPa)	2 diâmetros x 6 corpos de prova x 2 blocos = 24	
Massa específica	CP's Moldados Umidos	CP's Moldados secos ao Ar			
Ensaio Complementares	6 corpos de prova x 18 eventos = 114	6 corpos de prova x 18 eventos = 114	6 corpos de prova x 18 eventos = 114		498
	Testemunhos Extraídos Umidos	Testemunhos Extraídos Secos ao ar			
	6 corpos de prova x 19 eventos = 114	6 corpos de prova x 10 eventos = 60			
	Ultrasound	2 direções x 34 Blocos +(2 direções x 2 ensaios x 1 bloco)			
Esclerometria	1 ponto x 36 Blocos				36
(*) Ensaio previsto (***) Ensaio efetivamente realizados					Total
Ensaio previsto (***) Ensaio efetivamente realizados					4029

Quadro 3.1 – Resumo quantitativo dos procedimentos realizados no programa experimental em apreço

Concreto (Local de moldagem)	Evento Nº	Ident. do bloco	Vol. do bloco (m³)	C.P 10x20 cm	C.P 15x30 cm	Ruptura de Testemunhos Ø (cm)										subtotal
						Curados Úmidos					Curados ao Ar					
						15	10	7,5	5,0	2,5	15	10	7,5	5,0	2,5	
LOTE 01 20 MPa (Pátio da Usina)	1	B1-U	0,3263	06	06		06	06	12	19					43	
		B1-UX	0,2363												06	
	2	B2-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	19					43	
		B2-UX	0,2363												06	
	3	B3-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	21					45	
		B3-UX	0,2363												06	
	4	B4-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	21					45	
B4-UX		0,2363												06		
5	B5-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	20					44		
	B5-UX	0,2363												06		
6	B5-A	0,3263	06	06						06	06	12	24	48		
	B5-AX	0,2363												06		
Total Ruptura de Moldados				72	72	Total de Ruptura de Extraídos										459
LOTE 02 50 MPa (Pátio da Usina)	1	C1-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	20					44	
		C1-UX	0,2363												06	
	2	C2-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	20					44	
		C2-UX	0,2363												06	
	3	C3-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	20					44	
		C3-UX	0,2363												06	
	4	C3-A	0,3263	06	06						06	06	12	23	47	
C3-AX		0,2363												06		
5	C4-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	21					45		
	C4-UX	0,2363												06		
6	C5-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	21					45		
	C5-UX	0,2363												06		
7	C5-A	0,3263	06	06						06	06	12	21	45		
	C5-AX	0,2363												06		
Total Ruptura de Moldados				72	72	Total de Ruptura de Extraídos										464
LOTE 03 70 MPa (Pátio da Usina)	1	D1-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	21					45	
		D1-UX	0,2363												06	
	2	D1-A	0,3263	06	06						06	06	12	21	45	
		D1-AX	0,2363												06	
	3	D2-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	20					44	
		D2-UX	0,2363												06	
	4	D3-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	23					47	
D3-UX		0,2363												06		
5	D3-A	0,3263	06	06						06	06	12	20	44		
	D3-AX	0,2363												06		
6	D4-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	20					44		
	D4-UX	0,2363												06		
7	D5-U	0,3263	06	06	06	06	06	12	21					45		
	D5-UX	0,2363												06		
8	D5-A	0,3263	06	06						06	06	12	22	46		
	D5-AX	0,2363												06		
Total Ruptura de Moldados				72	72	Total de Ruptura de Extraídos										459
LOTE 04 65 MPa (Pátio da Usina)	1	E1-U*	1,001	12	12	12	12	12	24	41					101	
		E1-A*	1,001	12	12						12	12	12	24	42	
Total Ruptura de Moldados				24	24	Total de Ruptura de Extraídos										203
Total Geral de Ruptura de CP's Moldados				480		Total Geral de Ruptura de Test. Extraídos										1585
Volume Total dos 56 Blocos (m³)				17,08												

Quadro 3.2 – Totais dos blocos, corpos-de-prova moldados, testemunhos extraídos e dos ensaios de ruptura

3.3. Características dos concretos e dos materiais constituintes

Todos os blocos foram moldados com concretos como já mencionado, produzidos pela central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. – POLIMIX, que atende a região metropolitana do Recife. Os traços empregados são de uso da referida central, fabricados com materiais de utilização corrente, a saber:

- Cimentos: Portland CII-F-32 (NBR-11578:1991¹⁹⁵) da marca POTY para o concreto de 20MPa e CPV-ARI (NBR-5733:1991¹⁹⁶) da marca MIZÚ para os concretos de 50Mpa, 65Mpa e 70MPa;
- Agregado miúdo: areia de constituição quartzosa (NBR-7211:2005¹⁹⁶) proveniente de depósito fluvial;
- Agregado graúdo: pedra britada granítica de central de britagem localizada no município do Jaboatão dos Guararapes, com dimensões máximas características de 16mm; 19mm e 25mm (NBR- 7211:2005¹⁹⁷);
- Água de amassamento: de poço de abastecimento da própria central, devidamente analisada e aprovada (NBR-6118:2003²; NBR 12655:2006¹²);
- Adições: Metacaulim (MKA-71 produzido pela Caulim do Nordeste S.A.) para os concretos de 65Mpa e 70MPa;
- Aditivos: superplastificantes a base de lignosulfonatos, marca – MBT 335 R e a base de Policarboxilatos, marca – GLENIUM; (NBR-11768:1992¹⁹⁸).

Os traços empregados na produção dos concretos, correspondentes aos respectivos lotes por resistência característica, são apresentados na tabela seguinte:

Tabela 3.1 – Traços e materiais utilizados.

Lote	Traço n°	f _{ck} (MPa)	Consumo de materiais por m ³ de concreto produzido																	
			Cimento		Areia fina		Areia grossa		Brita 16		Brita 19		Brita 25		Meta-caulim		Aditivo GLÊNIO (Litros)	Aditivo MBT 335 R (Litros)	Água (Litros)	
			kg	%	Kg	%	kg	%	kg	%	Kg	%	kg	%	kg	%			ℓ	%
01	1	20	293	12,4	498	21,2	324	13,8			1045	44,3					1,063	195	8,3	
02	2	50	540	22,6	313	13,1	207	8,7			822	34,4	291	12,2			1,890	216	9,0	
03	3	70	438	18,2	367	15,3	243	10,1			852	35,4	276	11,5	38	1,6	2,380	3,332	190	7,9
04	4	65	420	17,2	355	14,5	253	10,3	904	37,0	285	11,7			34	1,4	2,500	3,420	195	8,0

3.4 Procedimentos e métodos de ensaios utilizados

Os ensaios e procedimentos efetuados para caracterização dos materiais constituintes e dos concretos produzidos encontram-se relacionados nas tabelas 3.2 e 3.3 que se seguem:

Tabela 3.2- Ensaios e procedimentos realizados com os materiais constituintes do concreto

Nº	Ensaios e Procedimentos	Normas (ABNT)
1	Análise química de cimento Portland	NBR 5740
2	Cimento Portland – determinação da área específica	NBR 7224
3	Cimento Portland –determinação dos tempos de pega	NBR 11581
4	Cimento Portland –determinação da expansibilidade Le Chatelier	NBR 3435
5	Cimento Portland –determinação da resistência à compressão	NBR 7215
6	Agregado – determinação da composição granulométrica	NBR 7217
7	Agregado – determinação do teor de materiais pulverulentos	NBR 7219
8	Agregado – determinação do teor de argila em torrões	NBR 7218
9	Agregado – determinação de impurezas orgânicas químicas em agregados miúdos	NBR 7220
10	Agregado – determinação do teor de partículas leves	NBR 9936
11	Agregado em estado solto – determinação da massa unitária	NBR 7251
12	Agregado em estado compactado – determinação da massa unitária	NBR 7810
13	Agregado – determinação da massa específica de agregados miúdo por meio do frasco de Chapman	NBR 9776
14	Agregado para concreto – determinação de sais, sulfatos e cloretos solúveis	NBR 9917
15	Agregado – determinação da absorção e massa específica de agregado graúdo	NBR 9937
16	Agregado – determinação da abrasão “ Los Angeles”	NBR 6465
17	Água – análise química para concreto	NB 1/78 NM 137:97
18	Aditivos – ensaios de compatibilidade	NBR 10908

Os resultados dos ensaios acima, disponíveis na central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. – POLIMIX, constam do ANEXO B

Tabela 3.3- Ensaio e procedimentos realizados com o concreto nos estados fresco e endurecido

Nº	Ensaio e Procedimentos	Normas (ABNT)
1	Ensaio de dosagens experimentais (central dosadora)	NBR 12655
2	Amostragem de concreto fresco produzido por betoneiras estacionárias	NBR 5750
3	Concreto – determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone	NBR 7223
4	Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto-procedimento	NBR 5738
5	Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão	NBR 7584
6	Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto	NBR 7680 NM 69:96
7	Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto	NBR 5739
8	Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas	NBR 8802
9	Verificação da massa específica aparente do concreto (por pesagens dos corpos-de-prova)	—

3.5 Extração e preparo dos testemunhos

Os testemunhos foram extraídos, em direção normal à da concretagem dos blocos, conforme as recomendações das normas NBR 7680:1983¹⁰ e NM 69:96¹¹, por meio de sonda rotativa, dotada de coroa diamantada resfriada por água, conforme mostrado nas Figuras 3.17; 3.18; 3.20 e 3.21..

Para se minimizarem as vibrações e os possíveis danos ou ondulações nos testemunhos, as sondas extratoras foram adequadamente fixadas com parafusos, em posição rigorosamente normal aos blocos de concreto; estes, por sua vez, assentados sobre piso de concreto nivelado. Toda a preparação e extração foram

efetuadas por operadores experientes, não havendo, em geral, quebras de testemunhos, apesar da grande amostragem como pode-se observar nas Figuras 3.33 a 3.35, a exceção, em casos esporádicos, para o diâmetro de 2,5cm (Figura 3.36), mesmo assim, possibilitando a garantia, após o corte do índice de esbeltez igual a 2.



Figura 3.33 – Testemunhos extraídos $\Phi = 10\text{cm}$ e $\Phi = 2,5\text{cm}$ - entrada do pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.34 – Testemunhos extraídos de diversos diâmetros – pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda - POLIMIX (foto de 2004)



Figura 3.35 – Testemunhos extraídos de diversos diâmetros íntegros – canteiro-de-obras do edifício Sansara (foto de 2004)

Após a extração, os testemunhos foram cuidadosamente inspecionados e preparados com regularização de suas faces, por meio de corte com serra metálica diamantada seguindo-se a adequada retificação, operações estas, ilustradas anteriormente nas Figuras 3.22 a 3.25. Após estes procedimentos as faces resultaram rigorosamente planas, paralelas e normais ao seu eixo vertical, para os ensaios de ruptura.



Figura 3.36 – Detalhe dos testemunhos extraídos de $\Phi=2,5\text{cm}$ com algumas quebras esporádicas – pátio da central dosadora da MARÉ CIMENTO Ltda. - POLIMIX (foto de 2004)

3.6 Ensaio de ruptura à compressão

Os ensaios de ruptura à compressão foram realizados nas prensas, pertencentes ao Laboratório de Materiais de Construção do Centro de Tecnologia e Geociências da Universidade Federal de Pernambuco, aferidas e calibradas com certificados credenciados pela RBC.

Utilizaram-se 2 prensas cujas características constam da tabela a seguir:

Tabela 3.4 – Características das prensas de ruptura – Laboratório da UFPE

Referência	Marca: WPM (Alemã, representada no Brasil por RENÉ GRAF)	Marca: WPM (Alemã, representada no Brasil por RENÉ GRAF)
Capacidade	300 tf	30 tf
3 escalas e divisões	50 tf (divisões de 100 kgf)	6 tf (divisões de 35 kgf)
	150 tf (divisões de 500 kgf)	15 tf (divisões de 75 kgf)
	300 tf (divisões de 1000 kgf)	30 tf (divisões de 150 kgf)

Na prensa de até 30 tf, com escalas de 6tf, 15 tf e 30tf, foram rompidos testemunhos de Φ de 2,5cm e 5,0cm. (Figuras 3.37 a 3.39) Na prensa de até 300 tf com rótula e escalas adequadas foram rompidos os corpos-de-prova moldados de referência de (10cm x 20cm) e (15cm x 30cm) e os testemunhos com Φ de 15,0cm; 10,0cm e 7,5cm. (ver figuras 3.40 a 3.44)

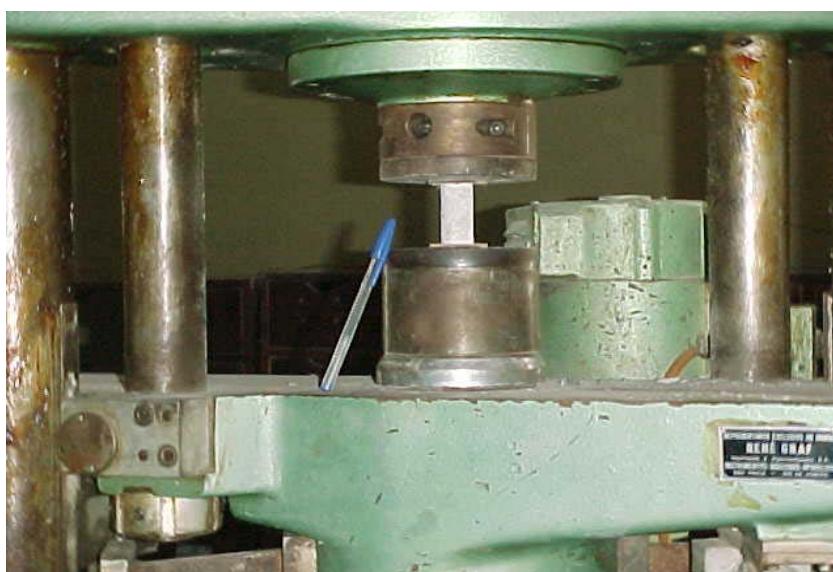


Figura 3.37 – Ensaio de testemunho de $\Phi=2,5\text{cm}$ - Laboratório da UFPE - (foto de 2004)



Figura 3.38 – Ensaio de testemunho de $\Phi=2,5\text{cm}$ – após a ruptura - Laboratório da UFPE - (foto de 2004)



Figura 3.39 – Ensaio de ruptura para os testemunhos de $\Phi=5,0\text{cm}$ - Laboratório da UFPE - (foto de 2004)

- *condições de ruptura*

Os corpos-de-prova de referência de (10cm x 20cm) e (15cm x 30cm) receberam a cura padrão em câmara úmida e foram rompidos de acordo com a NBR 5739⁹.

Todos os testemunhos extraídos tanto os dos blocos curados úmidos quanto os dos blocos curados ao ar, bem como os corpos-de-prova moldados de (10cm x 20cm) e

(15cm x 30cm) curados ao ar sobre os blocos igualmente curados, foram rompidos em iguais condições de umidade, após 48h em ambiente de laboratório.

De acordo com a norma supracitada todas os ensaios foram realizados com velocidade de carregamento padronizada entre 0,3MPa/s a 0,8MPa/s.



Figura 3.40 – Ensaio de ruptura de testemunho de $\Phi=7,5\text{cm}$ - Laboratório da UFPE - (foto de 2004)



Figura 3.41 – Ensaio de ruptura $\Phi=10,0\text{cm}$ - laboratório da UFPE - (foto de 2004)



Figura 3.42 – Testemunho de $\Phi=10,0\text{cm}$ após ruptura - laboratório da UFPE - (foto de 2004)



Figura 3.43 – Ensaio de ruptura de $\Phi=15,0\text{cm}$ - Laboratório da UFPE (foto de 2004)



Figura 3.44 – Testemunho de $\Phi=15,0\text{cm}$ após ruptura - Laboratório da UFPE (foto de 2004)

3.7 Variáveis consideradas

Em face do grande número de variáveis envolvidas na determinação da relação entre as resistências à compressão dos corpos-de-prova moldados e dos testemunhos extraídos, foram fixadas algumas variáveis indicadas a seguir, juntamente com as demais classes de variáveis envolvidas.

Variáveis adotadas como fixas:

- idade de ruptura: 28 dias de referência para o estudo e 90 dias para a amostragem adicional comparativa;
- esbeltez dos testemunhos: $h/d=2$;
- condição de umidade de ruptura para todos os testemunhos: em ambiente de laboratório por período de 48h imediatamente antes da ruptura; igualmente adotada para os corpos-de-prova de dimensões padronizadas curadas ao ar sobre os respectivos blocos;
- direção de extração dos testemunhos: normal à direção de concretagem;

- preparação das faces dos corpos-de-prova e dos testemunhos: retificadas por equipamento mecânico dotado de disco rotativo diamantado.

Variáveis independentes:

- níveis de resistências estabelecidos: 20MPa; 50MPa; 70MPa e 65MPa;
- materiais e traços de concretos utilizados;
- diâmetros dos testemunhos utilizados.

Variáveis dependentes:

- resistência à compressão (f_c);
- parcela γ_{c2} correspondente ao efeito do broqueamento nos testemunhos extraídos;
- massa específica aparente do concreto (ρ), dureza esclerométrica (IE) e velocidade ultrassônica (v): parâmetros utilizados em avaliações complementares.

Variáveis intervenientes:

- temperatura ($^{\circ}\text{C}$) e umidade relativa do ar (UR%) do ambiente de concretagem dos blocos;
- processos de cura dos blocos: umedecimento por molhagem e ao ar nas condições termohigrométricas naturais;
- dimensão máxima característica dos agregados ($D_{\text{máx}}$) nos concretos utilizados.

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 Resultados de resistência à compressão e parâmetros estatísticos básicos

No quadro 4.1 constam os resultados médias das resistências à compressão dos corpos-de-prova moldados (M) e dos testemunhos extraídos (E) correspondentes aos eventos de moldagem dos blocos para as 2 condições de cura previstas. Os resultados para os lotes de nº 01 a 03, referem-se à média de 6 eventos B1 a B6; C1 a C6 e D1 a D6, respectivamente, moldados no pátio da central dosadora. O lote nº 04 foi constituído por um único evento de moldagem no canteiro-de-obras do edifício Sansara, moldando-se 2 blocos iguais da mesma amostragem, 1 para cada condição de cura.

No quadro 4.2, que se segue, são apresentados os parâmetros estatísticos básicos: tamanho da amostra, resistência média, desvio padrão, variância e coeficiente de variação, referentes aos resultados dos ensaios de resistência à compressão para os lotes homogêneos de concretagem, correspondentes, respectivamente a 20MPa, 50MPa, 70MPa e 65MPa (suplementar), este, também para a idade de 90 dias.

Os valores médios das resistências são representados nos gráficos 4.1 a 4.5 e os respectivos coeficientes de variação nos gráficos 4.6 a 4.10 seguintes.

LOTE f_{ck} Local	EVENTO DE MOLDAGEM	idade (dias)	RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO REFERENTE A CORPOS-DE-PROVA MOLDADOS E TESTEMUNHOS EXTRAÍDOS (MPa)																
			Cura Úmida por Molhagem										Cura ao ar nas Condições Ambientais						
			CP's Moldados (M)					Testemunhos Extraídos (E)					CP's Moldados (M)					Testemunhos Extraídos (E)	
01 20MPa (Pátio da central)	B1	28	15 X 30 cm	10 X 20 cm	15 X 30 cm	10 X 20 cm	7,5 X 15 cm	5 X 10 cm	5 X 10 cm	2,5 X 5 cm	15 X 30 cm	10 X 20 cm	15 X 30 cm	10 X 20 cm	7,5 X 15 cm	5 X 10 cm	5 X 10 cm	2,5 X 5 cm	
	B2		21,1	21,1	20,2	19,8	19,6	20,4	18,5	20,4	19,4	21,6	20,5	21,0	19,0	18,3	20,2	20,3	
	B3		24,7	23,3	21,6	19,6	20,4	19,4	26,3	24,8	23,8								
	B4		22,1	24,5	21,6	21,1	19,5	20,2	25,5	21,3	21,9	21,7	21,5	19,7	19,8	26,4			
	B5		27,9	29,4	27,0	25,1	23,8	24,2	29,4	26,2	26,9								
	B6		21,3	23,1	19,5	21,5	19,9	21,1	24,4	22,3	23,5	19,8	21,2	20,6	20,2	22,7			
02 50MPa (Pátio da central)	C1	28	22,7	22,5	21,3	22,5	20,6	21,5	24,2	23,0	23,9								
	C2		57,2	56,5	56,4	56,5	52,0	50,9	56,7	55,0	54,6	56,7	54,0	52,6	49,9	56,0			
	C3		52,8	50,0	53,6	49,6	47,2	46,8	54,6	52,7	50,9								
	C4		55,4	55,6	54,8	49,7	48,1	53,2	55,5	54,2	53,8	53,8	50,6	47,1	52,3	54,8			
	C5		62,7	60,3	60,9	60,0	57,9	59,2	62,6	62,1	60,0								
	C6		52,9	52,8	50,6	54,2	55,1	54,3	54,7	51,2	50,8	49,6	52,4	54,3	53,5	56,2			
03 70MPa (Pátio da central)	D1	28	57,1	58,1	56,0	60,8	58,1	56,3	60,1	57,9	57,8								
	D2		66,6	65,8	64,4	66,8	62,5	65,5	67,6	66,0	64,1	65,0	65,5	64,6	64,3	66,7			
	D3		70,2	72,0	71,7	71,3	68,1	70,4	75,0	73,0	70,5								
	D4		68,8	67,4	64,7	66,8	63,5	64,1	69,6	67,2	65,5	63,3	65,5	64,0	65,1	67,7			
	D5		77,7	78,7	76,0	73,6	72,9	77,3	73,1	77,9	77,7								
	D6		66,5	67,7	62,3	63,3	62,0	60,9	67,5	67,0	66,5	61,7	64,8	62,8	61,3	67,3			
04 65MPa (Canteiro de obra)	E1	28	70,3	72,1	67,0	66,7	66,7	68,7	72,3	70,0	71,3								
	E1		65,3	63,6	55,7	55,8	56,1	61,7	70,1	65,5	64,3	53,2	54,8	57,6	61,3	66,0			
	E1	90	69,2	69,3	61,7	65,6	66,2	63,0	71,5	69,3	67,9	61,5	67,1	65,4	62,6	70,6			

Quadro 4.1 – Resultados médios de resistência à compressão dos corpos-de-prova moldados (M) e dos testemunhos extraídos (E) por evento de moldagem dos blocos

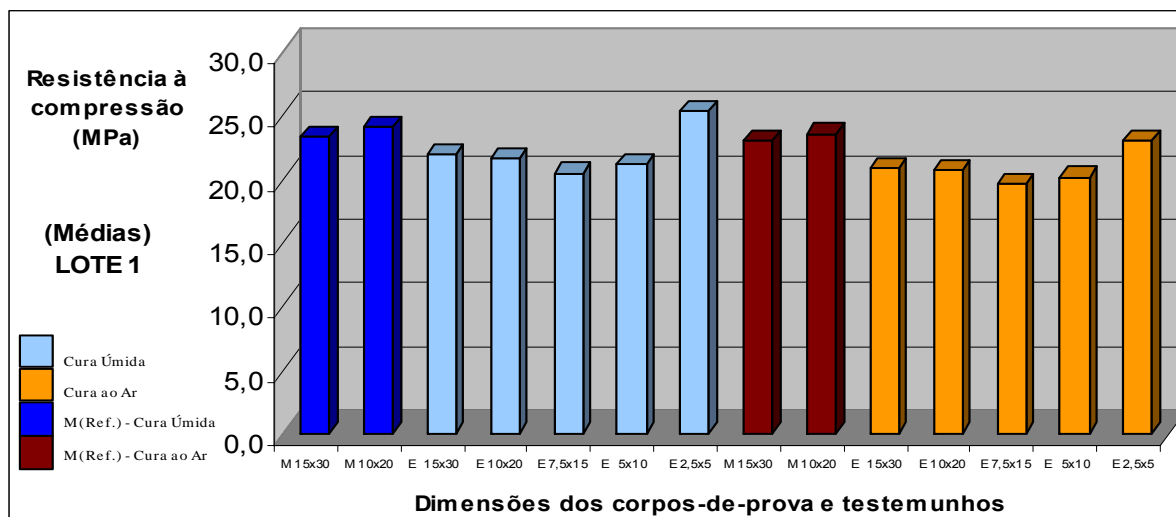


Gráfico 4.1 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 01 de 20MPa

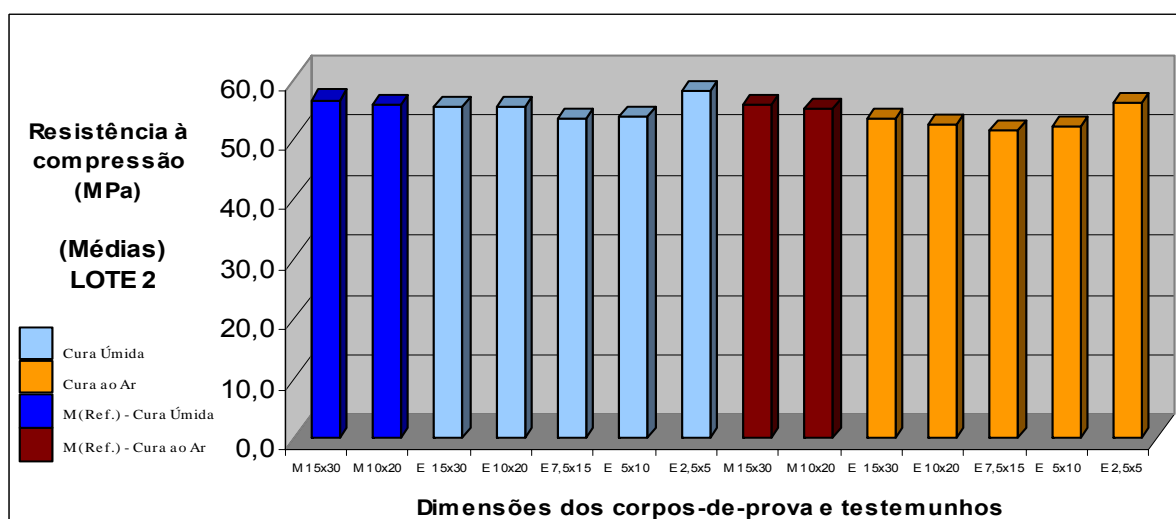


Gráfico 4.2 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 02 de 50MPa

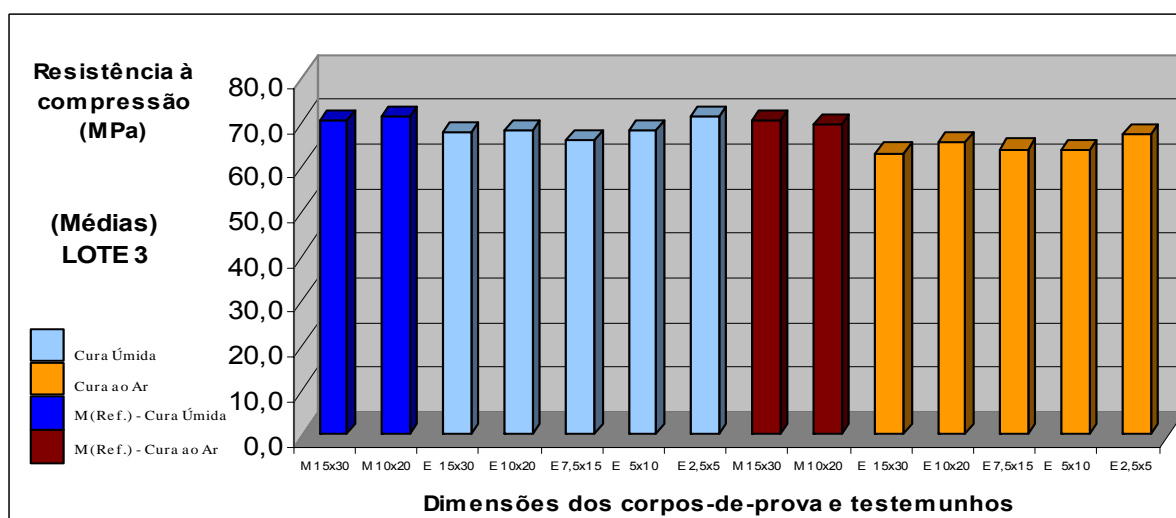


Gráfico 4.3 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 03 de 70MPa

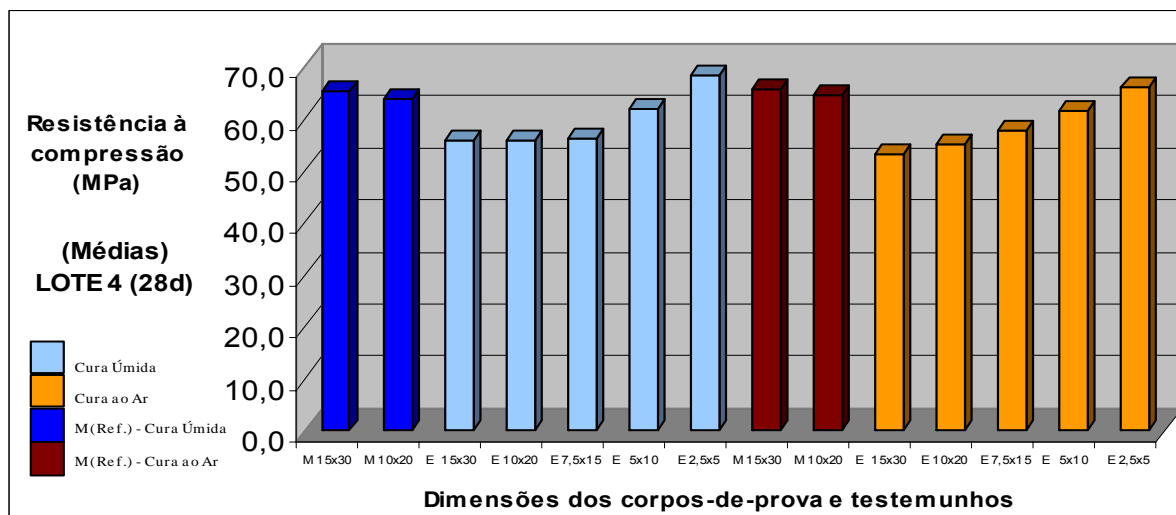


Gráfico 4.4 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 28 dias

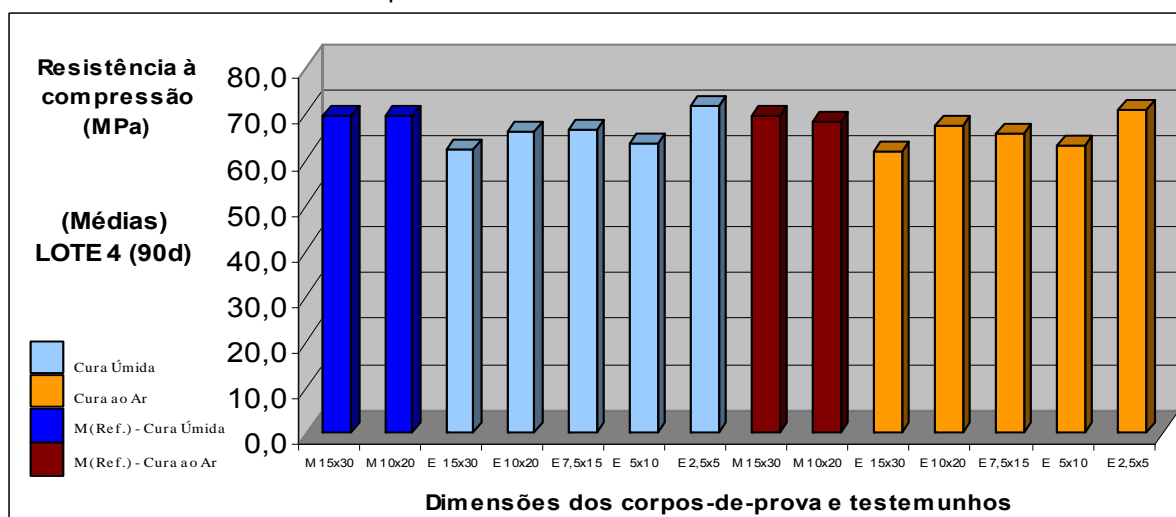


Gráfico 4.5 – Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 90 dias

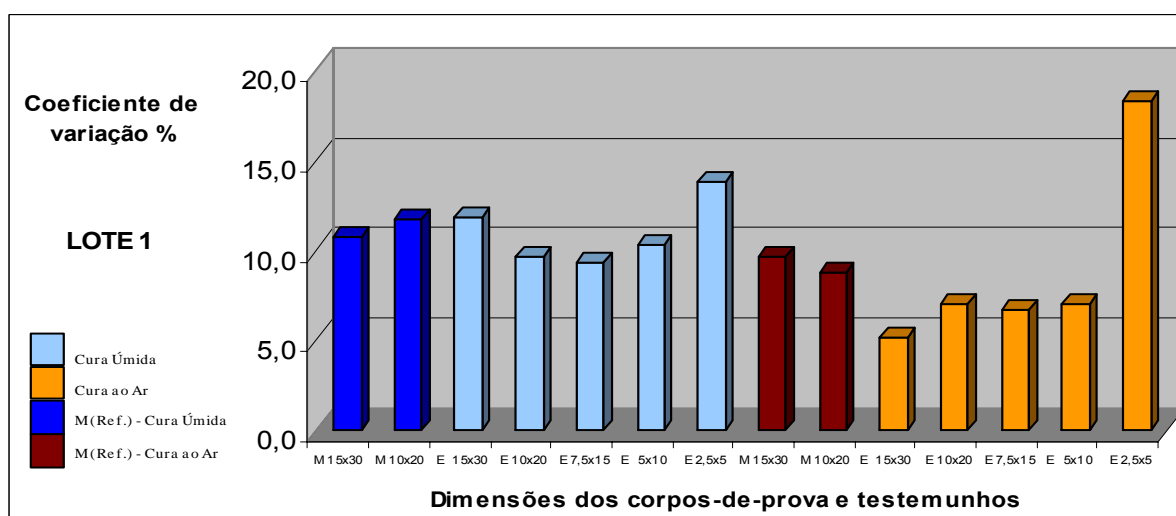


Gráfico 4.6 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 01 de 20MPa

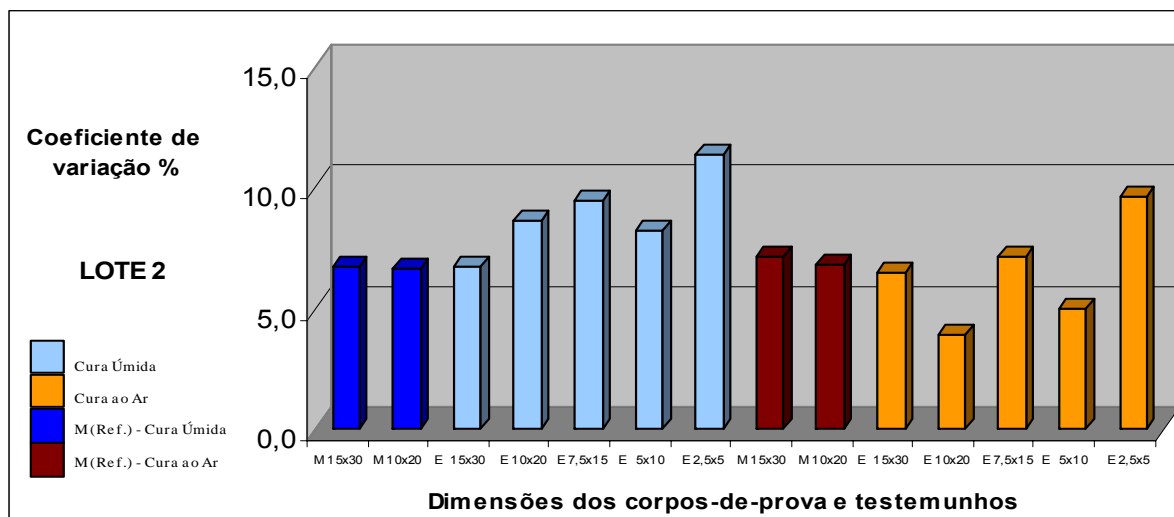


Gráfico 4.7 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 02 de 50MPa

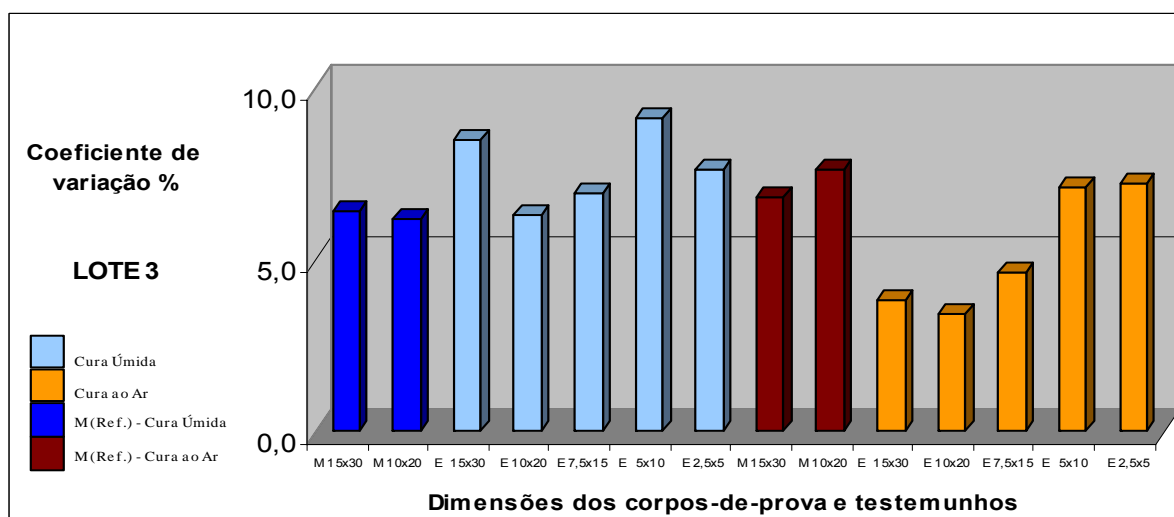


Gráfico 4.8 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 03 de 70MPa

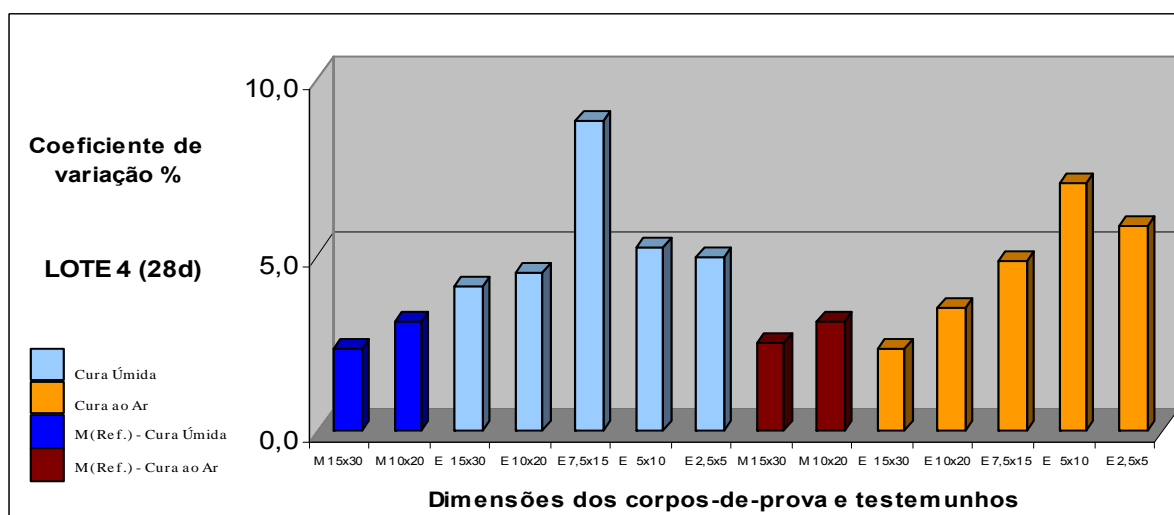


Gráfico 4.9 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 28 dias

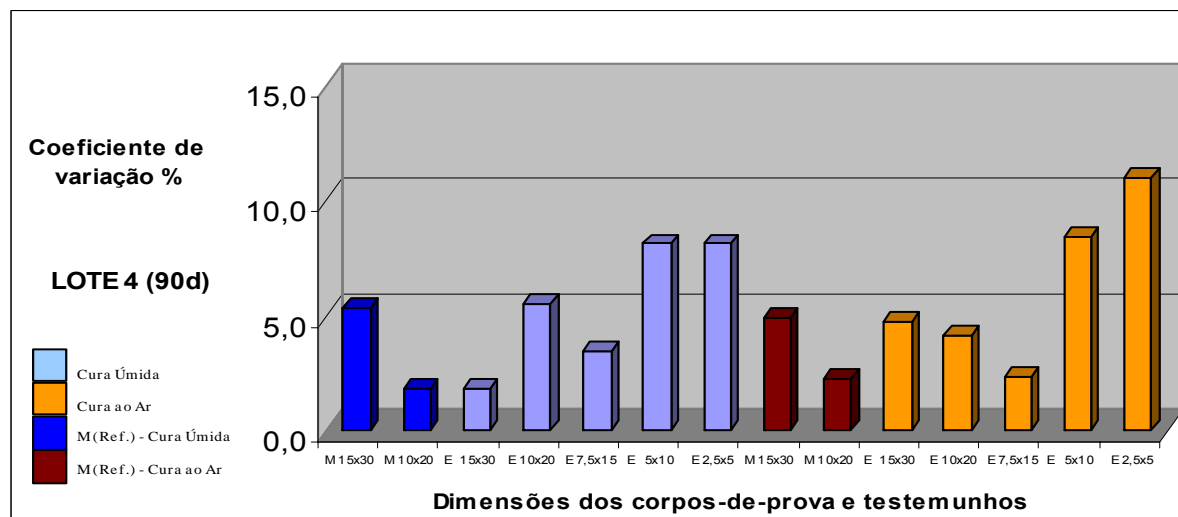


Gráfico 4.10 – Coeficientes de variação referentes ao Lote 04 de 65MPa para a idade de 90 dias

4.2 Análise dos resultados médios e de sua variabilidade

Observando-se os referidos gráficos verifica-se, inicialmente, uma grande semelhança no comportamento, para ambas as condições de cura dos blocos e para todos os lotes, característica indicativa de um bom grau de confiabilidade dos resultados gerais dos ensaios.

De outra parte, observa-se que não há grandes discrepâncias entre as resistências para os testemunhos de Φ de 15,0cm; 10,0cm; 7,5cm; e 5,0cm, fato este, em acordo com estudos de diversos pesquisadores. A propósito dessa relativa homogeneidade dos resultados obtidos, Helene¹⁷ cita os estudos de Bungey e Petersons, porém com a relação diâmetro do testemunho/agregado sempre superior a 3, o que não se verifica, em todos os casos, no presente estudo, para os testemunhos de Φ 5,0cm e Φ 2,5cm.

Observa-se, ainda, dentro do contexto esperado, uma supremacia nos resultados médios para os corpos-de-prova de referência de 10cm x 20cm e de 15cm x 30cm, em relação aos testemunhos extraídos, a exceção dos de Φ 2,5cm. Por sua vez, esses corpos-de-prova de referência, apresentam resultados bastante próximos, sem uma definição de predominância entre eles, para o nível de amostragem estudado. Quanto à comparação entre testemunhos, observa-se um equilíbrio entre os resultados médios para os diversos diâmetros, embora, também, com supremacia

para os minitestemunhos de Φ 2,5cm, independente da condição de cura dos blocos.

Verifica-se, assim, que os testemunhos de Φ 2,5cm apresentaram sistematicamente valores médios superiores, tanto em comparação com os demais, quanto, fazendo aí exceção, em comparação aos próprios corpos-de-prova padrão moldados, com ênfase para os blocos curados úmidos. Atribui-se esses resultados ao efeito volume, favorável aos pequenos testemunhos, ou seja, o da menor probabilidade dos mesmos conterem pontos fracos, fato inerente à variabilidade do concreto e independente do processo de extração. Por outro lado, deve-se lembrar o fato da maior probabilidade de incidência dos possíveis danos aos pequenos testemunhos, pelo processo de extração, sobretudo considerando-se a relação entre os diâmetros do testemunho e dos agregados utilizados. No presente caso, interpreta-se que houve a predominância do efeito volume sobre os citados danos.

É interessante salientar que o percentual de danos observados nos testemunhos de Φ 2,5cm, pelos processos de broqueamento e corte, foi extremamente baixo, apesar da participação, nos traços nº 02 e 03, de agregados com dimensão máxima característica de 25mm, embora em percentuais reduzidos, da ordem de 12%. Esse percentual de danos, como se pode observar no APÊNDICE H, não atinge a 15% da amostragem, que por sua vez é maior como já foi enfocado no item 3.1. Explica-se, conforme supracitado, pelo pequeno percentual de participação da brita 25mm nos traços de 50MPa e de 70MPa bem como pela homogeneidade e elevadas resistências de aderência pasta/agregado desses concretos.

No tocante às dispersões, comprova-se pelos gráficos do coeficiente de variação, para todos os lotes estudados, um aumento significativo, para os minitestemunhos de 2,5cm de diâmetro, na grande maioria das populações comparadas. Isso se deve, conforme já referido, pela maior chance de incidência, pelas suas dimensões, dos efeitos dos processos de broqueamento e de preparação de suas faces para a ruptura. Apesar desse aumento da variabilidade constatada, observado no quadro 4.2, o coeficiente de variação atingiu, para todo o universo estudado, um valor máximo isolado de 18,3%, com valor médio da ordem de 10%, resultados estes considerados excelentes para os referidos minitestemunhos.

Ainda, com referência aos coeficientes de variação, considerando-se todas as populações, os valores médios resultantes, para os testemunhos de Φ 10cm; Φ 7,5cm; e Φ 5cm, de respectivamente 5,6%, 6,3% e 7,5%, são bastante próximos

aos valores correspondentes de 4%, 6% e 8% sugeridos por Keiller¹⁹⁹, bem como aos obtidas por Yip e Tam²⁰⁰

Esses resultados médios e de variabilidade obtidos, evidenciam, “a priori”, a possibilidade da utilização de testemunhos de diâmetros inferiores aos de 10 e 15cm, previstos na normalização, na avaliação da resistência do concreto de estruturas acabadas.

4.3 Análise estatística

A análise estatística propriamente dita para a avaliação da relação $R_{(M/E)}$, objetivo principal desta tese, constituiu-se de etapa fundamental para a discussão dos resultados e para as conclusões a serem estabelecidas.

Dispondo-se de grande massa de dados, constituída pelos resultados dos corpos-de-prova padrão de 15cm x 30cm e 10cm x 20cm, em confronto com os 5 diâmetros de testemunhos, para as duas condições de cura dos blocos, para a idade de 28 dias, e, ainda, de amostragem suplementar, para a idade de 90 dias, adotou-se a seguinte sistemática em sua elaboração:

- 1ª etapa: admitindo-se a hipótese, consensualmente aceita, de que a resistência à compressão do concreto segue a distribuição normal de Gauss e a distribuição similar de Student aplicada à pequenas amostras ($n < 30$), verificou-se, inicialmente, a eliminação de valores discrepantes, comumente chamados de “outliers”, e, a seguir, por meio do software STATISTICA®²⁰¹, o gráfico normal de probabilidade para a amostragem em estudo;
- 2ª etapa: seguiu-se a análise preliminar de variância pelo teste F, comparando-se o F calculado com o F tabelado; concluindo-se que as variâncias são iguais, nos casos do F calculado ser menor ou igual ao F tabelado; ou diferentes, nos casos contrários. Este teste F, proposto por Snedecor²⁰², em homenagem a Fisher, tem como base as distribuições de probabilidade conhecidas como F, tabeladas aos níveis de significância de 1% e de 5%, apropriadas para a razão de variâncias de amostras de populações normalmente distribuídas²⁰³.

Conforme o resultado do teste F, utilizam-se expressões diferentes para o cálculo dos graus de liberdade, que influenciam na determinação do parâmetro “t” crítico, referido na etapa seguinte;

- 3ª etapa: a partir da constatação pelo teste F acima descrito, se procede ao teste “t” de análise de diferença entre as médias, fundamental para se concluir sobre a aceitação ou não da hipótese experimental^{203,204}. Ou seja, caso o “t” calculado seja inferior ao “t” crítico tabelado, as diferenças observadas podem ser em virtude simplesmente da aleatoriedade dos dados. Em caso contrário as médias são **diferentes**, aceitando-se a **hipótese experimental**, validando a estimativa da relação $R_{(M/E)}$ entre elas, ou entre os parâmetros médios em estudo.

Os parâmetros estatísticos envolvidos nos cálculos são os seguintes:

- tamanho da amostra: **n**
- nível de significância: **α**
- graus de liberdade: **v**

- média aritmética (\bar{X}):
$$\bar{X} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (\text{eq. 4.1})$$

- desvio-padrão (s):
$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (\text{eq. 4.2})$$

- variância (s^2)
$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad (\text{eq. 4.3})$$

- coeficiente de variação (v%):
$$v\% = \frac{s}{\bar{X}} \cdot 100 \quad (\text{eq. 4.4})$$

- teste F:
$$F_{\text{calculado}} = \frac{s_1^2}{s_2^2} \quad (\text{eq. 4.5})$$

- teste t:
$$t_{\text{calculado}} = \frac{|\bar{X}_2 - \bar{X}_1|}{sp \sqrt{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}} \quad (\text{eq. 4.6})$$

- erro padrão da diferença (sp):
$$sp = \sqrt{\frac{(n_1 - 1) \cdot s_1^2 + (n_2 - 1) \cdot s_2^2}{(n_1 + n_2 - 2)}} \quad (\text{eq. 4.7})$$

- graus de liberdade para variâncias iguais:
$$v = n_1 + n_2 - 2 \quad (\text{eq. 4.8})$$

- graus de liberdade para variâncias diferentes, segundo a expressão proposta por Satterthwaite²⁰⁵:

$$v = \frac{\left(\frac{s_1^2}{n_1} + \frac{s_2^2}{n_2} \right)^2}{\frac{\left(\frac{s_1^2}{n_1} \right)^2}{n_1 + 1} + \frac{\left(\frac{s_2^2}{n_2} \right)^2}{n_2 + 1}} - 2 \quad (\text{eq. 4.9})$$

Os índices 1 e 2 subscritos nos parâmetros acima, identificam os 2 conjuntos de dados em comparação.

Para as análises de correlação e regressão linear, obtém-se, em programas computacionais para ajustes de dados experimentais²⁰⁶, a equação da reta e o coeficiente de correlação “r” e o seu quadrado r^2 , denominado coeficiente de determinação. Este coeficiente r^2 , calculado a partir de uma amostra de “n” pares de valores das variáveis X e Y, representa, como se refere Spiegel²⁰⁷, ao quociente da soma dos quadrados dos desvios das estimativas dos valores de Y em relação a média \bar{Y} (variação explicada) pela soma dos quadrados dos desvios dos valores de Y em relação a média \bar{Y} (variação total), a saber:

$$r^2 = \frac{\sum (Y_{\text{est}} - \bar{Y})^2}{\sum (Y - \bar{Y})^2} = \frac{\text{variação explicada}}{\text{variação total}} \quad (\text{eq. 4.10})$$

A significância da correlação ou regressão linear estabelecida, é verificada pela análise de variância por meio do teste F, já referido, definido, neste caso, pelo quociente da soma dos quadrados devidos à regressão pela soma dos quadrados dos desvios ou resíduos, conforme Kazmier²⁰⁸, também conhecido como teste ANOVA (“**AN**alysis **Of VA**riance between groups”), ou seja:

$$F = \frac{QM(\text{regressão})}{QM(\text{resíduos})} \quad (\text{eq. 4.11})$$

No APÊNDICE I encontram-se as demais informações e os resultados das análises de variância referentes às correlações e regressões apresentadas nesta tese.

Nas análises estatísticas supramencionadas foram adotados os critérios da ASTM E-178-02 para a eliminação de valores discrepantes (“outliers”) a um nível de significância de 1%; e do ACI 214.4R-03 para o teste “t” a um nível de significância de 5%, igualmente aplicado para o teste “F” de análise de variância (ver tabelas no ANEXO D).

As correlações foram avaliadas a um nível de significância de 5%, e, pela eficiência das regressões obtidas, foram também testadas ao rigoroso nível de 1% (ver APÊNDICE I).

As análises de valores discrepantes e dos testes de normalidade são apresentados nos quadros de nº 1 ao nº 70 constantes do APÊNDICE A.

Analogamente, as análises de variância e das diferenças entre as médias, constantes dos testes de nº 1 ao nº 219, compõem o APÊNDICE B.

Os resultados constantes dos APÊNDICES A e B são condensados nas tabelas 4.1 a 4.5 e 4.6 a 4.28 respectivamente relacionadas a seguir, que, por sua vez, são resumidas nas tabelas 4.29; 4.30; 4.31; 4.32; 4.33; apresentados, no decorrer do texto, neste capítulo. Estas últimas se referem, em seqüência, a relação γ_{c2} procurada, para as condições de cura úmida e de cura ao ar; a relação entre as resistências médias para cada processo de cura $R_{(u/a)}$; a relação entre as resistências médias aos 28 e 90 dias $R(90d/28d)$, para a amostragem adicional do concreto de 65MPa constituinte do lote 04; e, por último, a relação entre as resistências médias comparativas entre os diâmetros de 15cm e 10cm $R_{(\phi 15/\phi 10)}$.

Tabela 4.1-LOTE 01-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)

LOTE 01 (idade 28dias) CONCRETO 20 MPa				Eliminação dos valores discrepantes - "outliers" (Critério da ASTM E 178-02/ ACI 214.4R-03) Nível de significância 1% (elimina valores além de 99% da curva normal)						
Teste nº	Referência	Cura	nº M/E	Média X (MPa)	Desvio Padrão S (MPa)	Coef. de variação V (%)	T _n	T ₁	T _{1%} , nº M/E (Tabelado)	Conclusão
1	M 15x30	úmida	36	23,3	2,50	10,7	2,115	1,400	3,330	Nenhum valor eliminado
2	M 10x20	úmida	36	24,0	2,80	11,7	2,234	1,590	3,330	Nenhum valor eliminado
3	E 15x30	úmida	36	21,9	2,59	11,8	2,672	1,261	3,330	Nenhum valor eliminado
4	E 10x20	úmida	36	21,6	2,08	9,6	2,529	1,648	3,330	Nenhum valor eliminado
5	E 7,5x15	úmida	36	20,4	1,89	9,3	2,455	1,648	3,330	Nenhum valor eliminado
6	E 5x10	úmida	72	21,1	2,17	10,3	2,499	2,859	3,218	Nenhum valor eliminado
7	E 2,5x5	úmida	124	25,3	3,49	13,8	2,825	2,146	3,218	Nenhum valor eliminado
8	M 15x30	ao ar	36	23,0	2,20	9,6	1,893	1,704	3,330	Nenhum valor eliminado
9	M 10x20	ao ar	36	23,5	2,04	8,7	2,371	1,804	3,330	Nenhum valor eliminado
10	E 15x30	ao ar	18	20,8	1,06	5,1	1,457	2,387	3,218	Nenhum valor eliminado
11	E 10x20	ao ar	18	20,6	1,44	7,0	1,830	1,427	3,218	Nenhum valor eliminado
12	E 7,5x15	ao ar	18	19,6	1,31	6,7	1,861	1,800	3,218	Nenhum valor eliminado
13	E 5x10	ao ar	36	20,1	1,40	7,0	2,164	2,289	3,33	Nenhum valor eliminado
14	E 2,5x5	ao ar	65	23,0	4,21	18,3	1,605	2,594	3,218	Nenhum valor eliminado

Tabela 4.2-LOTE 02-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)

LOTE 02 (idade 28dias) CONCRETO 50 MPa				Eliminação dos valores discrepantes - "outliers" (Critério da ASTM E 178-02/ ACI 214.4R-03) Nível de significância 1% (elimina valores além de 99% da curva normal)						
Teste nº	Referência	Cura	nº M/ E	Média X (MPa)	Desvio Padrão S (MPa)	Coef. de variação V (%)	T _n	T ₁	T _{1%} , nº M/E (Tabelado)	Conclusão
15	M 15x30	úmida	36	55,6	3,69	6,6	1,675	2,812	3,330	Nenhum valor eliminado
16	M 10x20	úmida	36	55,1	3,68	6,7	3,183	1,712	3,330	Nenhum valor eliminado
17	E 15x30	úmida	36	55,1	4,73	8,6	1,520	1,987	3,330	Nenhum valor eliminado
18	E 10x20	úmida	36	53,1	4,99	9,4	1,814	1,537	3,330	Nenhum valor eliminado
19	E 7,5x15	úmida	36	53,5	4,38	8,2	2,212	2,177	3,218	Nenhum valor eliminado
20	E 5x10	úmida	72	58,4	5,96	10,2	2,312	1,885	3,218	Nenhum valor eliminado
21	E 2,5x5	úmida	126	57,9	6,57	11,3	2,176	2,587	3,218	Nenhum valor eliminado
22	M 15x30	ao ar	36	54,7	3,71	6,8	1,905	1,696	3,330	Nenhum valor eliminado
23	M 10x20	ao ar	36	53,3	3,45	6,5	1,573	1,543	3,218	Nenhum valor eliminado
24	E 15x30	ao ar	18	52,3	2,05	3,9	2,279	1,597	3,218	Nenhum valor eliminado
25	E 10x20	ao ar	18	51,3	3,65	7,1	1,653	1,558	3,218	Nenhum valor eliminado
26	E 7,5x15	ao ar	18	51,9	2,58	5,0	2,365	2,028	3,33	Nenhum valor eliminado
27	E 5x10	ao ar	36	56,4	5,00	8,9	2,196	1,658	3,218	Nenhum valor eliminado
28	E 2,5x5	ao ar	68	55,7	5,32	9,6	2,204	2,321	3,218	Nenhum valor eliminado

Tabela 4.3-LOTE 03-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)

LOTE 03 (idade 28 dias) CONCRETO 70 MPa				Eliminação dos valores discrepantes - "outliers" (Critério da ASTM E 178-02/ ACI 214.4R-03) Nível de significância 1% (elimina valores além de 99% da curva normal)						
Teste nº	Referência	Cura	nº M/E	Média X (MPa)	Desvio Padrão S (MPa)	Coef. de variação V (%)	Tn	T ₁	T _{1%} , nº M/E (Tabelado)	Conclusão
29	M 15x30	úmida	36	70,0	4,49	6,4	2,315	1,851	3,330	Nenhum valor eliminado
30	M 10x20	úmida	36	71,1	4,39	6,2	2,072	1,552	3,330	Nenhum valor eliminado
31	E 15x30	úmida	36	67,7	5,76	8,5	2,024	1,859	3,330	Nenhum valor eliminado
32	E 10x20	úmida	36	68,1	4,28	6,3	2,677	1,967	3,330	Nenhum valor eliminado
33	E 7,5x15	úmida	36	65,9	4,54	6,9	2,846	1,368	3,330	Nenhum valor eliminado
34	E 5x10	úmida	72	67,8	6,19	9,1	2,345	2,027	3,218	Nenhum valor eliminado
35	E 2,5x5	úmida	126	70,8	6,08	8,6	2,207	3,929	3,218	Eliminar os fc's nº 67 e nº 72
35A	E 2,5x5	úmida	124	71,2	5,43	7,6	2,407	2,915	3,218	Após a eliminação dos fc's nº 67 e nº 72
36	M 15x30	ao ar	36	70,2	4,79	6,8	2,070	1,650	3,330	Nenhum valor eliminado
37	M 10x20	ao ar	36	69,4	5,29	7,6	2,284	1,571	3,330	Nenhum valor eliminado
38	E 15x30	ao ar	18	62,9	2,36	3,8	2,154	1,784	3,218	Nenhum valor eliminado
39	E 10x20	ao ar	18	65,3	2,23	3,4	1,644	1,925	3,218	Nenhum valor eliminado
40	E 7,5x15	ao ar	18	63,8	2,96	4,6	1,452	2,264	3,218	Nenhum valor eliminado
41	E 5x10	ao ar	36	63,6	4,48	7,1	1,842	1,856	3,33	Nenhum valor eliminado
42	E 2,5x5	ao ar	63	67,2	4,83	7,2	2,178	2,953	3,218	Nenhum valor eliminado

Tabela 4.4-LOTE 04-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)

LOTE 04 (idade 28 dias) CONCRETO 65 MPa				Eliminação dos valores discrepantes - "outliers" (Critério da ASTM E 178-02/ ACI 214.4R-03) Nível de significância 1% (elimina valores além de 99% da curva normal)						
Teste nº	Referência	Cura	nº M/E	Média X (MPa)	Desvio Padrão S (MPa)	Coef. de variação V (%)	Tn	T ₁	T _{1%} , nº M/E (Tabelado)	Conclusão
43	M 15x30	úmida	6	65,3	1,53	2,3	1,546	1,051	3,218	Nenhum valor eliminado
44	M 10x20	úmida	6	63,6	1,98	3,1	1,653	1,288	3,218	Nenhum valor eliminado
45	E 15x30	úmida	6	55,7	2,28	4,1	1,701	0,978	3,218	Nenhum valor eliminado
46	E 10x20	úmida	6	55,8	2,49	4,5	1,333	1,317	3,218	Nenhum valor eliminado
47	E 7,5x15	úmida	6	56,1	4,96	8,8	0,920	1,631	3,218	Nenhum valor eliminado
48	E 5x10	úmida	12	61,7	3,21	5,2	1,379	1,505	3,218	Nenhum valor eliminado
49	E 2,5x5	úmida	19	70,1	3,43	4,9	2,099	1,644	3,218	Nenhum valor eliminado
50	M 15x30	ao ar	6	65,5	1,65	2,5	1,116	1,803	3,218	Nenhum valor eliminado
51	M 10x20	ao ar	6	64,3	2,01	3,1	1,556	1,270	3,218	Nenhum valor eliminado
52	E 15x30	ao ar	6	53,2	1,21	2,3	1,400	1,240	3,218	Nenhum valor eliminado
53	E 10x20	ao ar	6	54,8	1,94	3,5	1,052	1,681	3,218	Nenhum valor eliminado
54	E 7,5x15	ao ar	6	57,6	2,79	4,8	1,547	1,501	3,218	Nenhum valor eliminado
55	E 5x10	ao ar	12	61,3	4,27	7,0	0,899	2,569	3,218	Nenhum valor eliminado
56	E 2,5x5	ao ar	20	66,0	3,81	5,8	2,489	1,469	3,218	Nenhum valor eliminado

Tabela 4.5-LOTE 04-Resumo dos testes de eliminação de valores discrepantes e de normalidade (ver apêndice A)

LOTE 04 (idade 90 dias) CONCRETO 65 MPa				Eliminação dos valores discrepantes - "outliers" (Critério da ASTM E 178-02/ ACI 214.4R-03) Nível de significância 1% (elimina valores além de 99% da curva normal)						
Teste nº	Referência	Cura	nº M/ E	Média X (MPa)	Desvio Padrão s (MPa)	Coef. de variação V (%)	T_n	T_1	$T_{1\%, n^\circ M/E}$ (Tabelado)	Conclusão
57	M 15x30	úmida	6	69,2	3,69	5,3	1,364	1,011	3,218	Nenhum valor eliminado
58	M 10x20	úmida	6	69,3	1,25	1,8	1,067	1,798	3,218	Nenhum valor eliminado
59	E 15x30	úmida	6	61,7	1,14	1,8	1,379	1,469	3,218	Nenhum valor eliminado
60	E 10x20	úmida	6	65,6	3,60	5,5	0,994	1,671	3,218	Nenhum valor eliminado
61	E 7,5x15	úmida	6	66,2	2,27	3,4	1,838	0,798	3,218	Nenhum valor eliminado
62	E 5x10	úmida	12	63,0	5,11	8,1	1,575	1,852	3,218	Nenhum valor eliminado
63	E 2,5x5	úmida	22	71,5	5,78	8,1	2,060	1,518	3,218	Nenhum valor eliminado
64	M 15x30	ao ar	6	69,3	3,36	4,9	1,385	1,315	3,218	Nenhum valor eliminado
65	M 10x20	ao ar	6	67,9	1,49	2,2	1,732	1,007	3,218	Nenhum valor eliminado
66	E 15x30	ao ar	6	61,5	2,87	4,7	1,040	1,808	3,218	Nenhum valor eliminado
67	E 10x20	ao ar	6	67,1	2,77	4,1	1,295	1,163	3,218	Nenhum valor eliminado
68	E 7,5x15	ao ar	6	65,4	1,50	2,3	1,709	0,815	3,218	Nenhum valor eliminado
69	E 5x10	ao ar	12	62,6	5,25	8,4	1,428	1,911	3,218	Nenhum valor eliminado
70	E 2,5x5	ao ar	22	70,6	7,74	11,0	1,495	2,895	3,218	Nenhum valor eliminado

Tabela 4.6 - LOTE 01 - Testes nº 1 a 10 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 01 (28 dias)		Cura úmida				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 20 MPa						Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
1	(M 10x20)x(E 15x30)	36	36	24,0	21,9	7,8	6,7	35	35	1,170	1,757	iguais	0,644	70	3,306	1,994	diferentes	1,10	
2	(M 10x20)x(E 10x20)	36	36	24,0	21,6	7,8	4,3	35	35	1,811	1,757	diferentes	0,589	66	4,078	1,997	diferentes	1,11	
3	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	36	24,0	20,4	7,8	3,6	35	35	2,184	1,757	diferentes	0,571	63	6,219	1,998	diferentes	1,17	
4	(M 10x20)x(E 5x10)	36	72	24,0	21,1	7,8	4,7	35	71	1,668	1,588	diferentes	0,493	57	5,832	2,002	diferentes	1,14	
5	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	124	24,0	25,3	7,8	12,2	35	123	1,562	1,621	iguais	0,639	158	2,012	1,975	diferentes	0,95	
6	(M 15x30)x(E 15x30)	36	36	23,3	21,9	6,2	6,7	35	35	1,074	1,757	iguais	0,608	70	2,384	1,994	diferentes	1,07	
7	(M 15x30)x(E 10x20)	36	36	23,3	21,6	6,2	4,3	35	35	1,442	1,757	iguais	0,549	70	3,136	1,994	diferentes	1,08	
8	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	36	23,3	20,4	6,2	3,6	35	35	1,740	1,757	iguais	0,529	70	5,420	1,994	diferentes	1,14	
9	(M 15x30)x(E 5x10)	36	72	23,3	21,3	6,2	4,7	35	71	1,328	1,588	iguais	0,470	106	4,675	1,983	diferentes	1,10	
10	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	124	23,3	25,3	6,2	12,2	35	123	1,951	1,621	diferentes	0,627	80	3,160	1,990	diferentes	0,92	

Tabela 4.7 - LOTE 01 - Testes nº 11 a 20 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 01 (28 dias)		Cura ao ar				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 20 MPa						Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
11	(M 10x20)x(E 15x30)	36	18	23,5	20,8	9,0	5,0	35	17	3,725	2,123	diferentes	0,523	53	5,064	2,006	diferentes	1,13	
12	(M 10x20)x(E 10x20)	36	18	23,5	20,6	4,2	2,1	35	17	2,000	2,123	iguais	0,549	52	5,336	2,007	diferentes	1,14	
13	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	18	23,5	19,6	4,2	1,7	35	17	2,45	2,123	diferentes	0,539	51	7,031	2,008	diferentes	1,20	
14	(M 10x20)x(E 5x10)	36	36	23,5	20,1	9,0	7,0	35	35	2,123	1,757	diferentes	0,419	63	8,162	1,998	diferentes	1,17	
15	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	65	23,5	23,0	4,2	17,7	35	64	4,250	1,674	diferentes	0,754	99	0,691	1,984	iguais	1,02	
16	(M 15x30)x(E 15x30)	36	18	23,0	20,8	4,9	1,1	35	17	4,331	2,123	diferentes	0,559	53	3,878	2,006	diferentes	1,10	
17	(M 15x30)x(E 10x20)	36	18	23,0	20,6	4,9	2,1	35	17	2,326	2,123	diferentes	0,583	50	4,197	2,009	diferentes	1,12	
18	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	18	23,0	19,6	4,9	1,7	35	17	2,849	2,123	diferentes	0,574	52	6,017	2,007	diferentes	1,18	
19	(M 15x30)x(E 5x10)	36	36	23,0	20,1	4,9	2,0	35	35	2,468	1,757	diferentes	0,441	60	6,659	2,000	diferentes	1,15	
20	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	65	23,0	23,0	4,9	17,7	35	64	3,656	1,674	diferentes	0,761	100	0,054	1,984	iguais	1,00	

Tabela 4.8 - LOTE 02 - Testes nº 21 a 30 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 02 (28 dias) CONCRETO 50 MPa		Cura úmida				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														f_M / f_E $R_{(M/E)}$
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Análise preliminar de variância (TESTE F)				Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						Conclusão Médias				
		M	E	M	E	Variância (MPa ²)		Graus de Liberdade		F _{calc}	F _{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t _{calculado}		t _{crítico}			
21	(M 10x20)x(E 15x30)	36	36	55,6	55,1	13,6	13,6	35	35	1,004	1,757	iguais	0,881	70	0,505	1,994	iguais	1,01		
22	(M 10x20)x(E 10x20)	36	36	55,6	55,1	13,6	22,3	35	35	1,641	1,757	iguais	1,103	70	0,439	1,994	iguais	1,01		
23	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	36	55,6	53,1	13,6	24,9	35	35	1,831	1,757	diferentes	1,049	66	2,391	1,997	diferentes	1,05		
24	(M 10x20)x(E 5x10)	36	72	55,6	53,5	13,6	19,2	35	71	1,410	1,664	iguais	0,858	106	2,452	1,983	diferentes	1,04		
25	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	126	55,6	57,9	13,6	43,1	35	125	3,17	1,620	diferentes	1,150	106	2,032	1,983	diferentes	0,96		
26	(M 15x30)x(E 15x30)	36	36	56,3	55,1	14,4	13,6	35	35	1,060	1,757	iguais	0,893	70	1,367	1,994	iguais	1,02		
27	(M 15x30)x(E 10x20)	36	36	56,3	55,1	14,4	22,3	35	35	1,555	1,757	iguais	1,024	70	1,193	1,024	diferentes	1,02		
28	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	36	56,3	53,1	14,4	24,9	35	35	1,734	1,757	iguais	1,059	70	3,101	1,994	diferentes	1,06		
29	(M 15x30)x(E 5x10)	36	72	56,3	53,5	14,4	19,2	35	71	1,336	1,664	iguais	0,864	106	3,333	1,983	diferentes	1,05		
30	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	126	56,3	57,9	14,4	43,1	35	125	3,004	1,62	diferentes	1,153	103	1,354	1,983	iguais	0,97		

Tabela 4.9 - LOTE 02 - Testes nº 31 a 40 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 02 (28 dias) CONCRETO 50 MPa		Cura ao ar				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														f_M / f_E $R_{(M/E)}$
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Análise preliminar de variância (TESTE F)				Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						Conclusão Médias				
		M	E	M	E	Variância (MPa ²)		Graus de Liberdade		F _{calc}	F _{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t _{calculado}		t _{crítico}			
31	(M 10x20)x(E 15x30)	36	18	54,7	53,3	13,8	11,9	35	17	1,157	2,123	iguais	1,067	52	1,310	2,007	iguais	1,03		
32	(M 10x20)x(E 10x20)	36	18	54,7	52,3	13,8	4,2	35	17	3,272	2,123	diferentes	0,957	53	2,453	2,006	diferentes	1,04		
33	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	18	54,7	51,3	13,8	13,3	35	17	1,037	2,123	iguais	1,086	52	3,097	2,007	diferentes	1,07		
34	(M 10x20)x(E 5x10)	36	36	24,7	51,9	13,8	6,6	35	35	2,073	1,757	diferentes	0,764	63	3,062	1,998	diferentes	1,05		
35	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	68	54,7	55,7	13,8	28,3	35	67	2,053	1,669	diferentes	1,004	96	0,987	1,985	iguais	0,98		
36	(M 15x30)x(E 15x30)	36	18	55,5	53,3	15,4	11,9	35	17	1,292	2,123	iguais	1,110	52	2,021	2,007	diferentes	1,04		
37	(M 15x30)x(E 10x20)	36	18	55,5	52,3	15,4	4,2	35	17	3,655	2,123	diferentes	1,005	53	3,179	2,006	diferentes	1,06		
38	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	18	55,5	51,3	15,4	13,3	35	17	1,158	2,123	iguais	1,128	52	3,732	2,007	diferentes	1,08		
39	(M 15x30)x(E 5x10)	36	36	55,5	51,9	15,4	6,6	35	35	2,316	1,757	diferentes	0,794	61	4,533	2,000	diferentes	1,07		
40	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	68	55,5	55,7	15,4	28,3	35	67	1,383	1,669	diferentes	1,016	93	0,143	1,986	iguais	1,00		

Tabela 4.10 - LOTE 03 - Testes nº 41 a 50 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 03 (28 dias)		Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$															f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 70 MPa				Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)									
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
41	(M 10x20)x(E 15x30)	36	36	71,7	67,7	19,3	33,2	35	35	1,722	1,757	iguais	1,225	70	2,806	1,994	diferentes	1,05	
42	(M 10x20)x(E 10x20)	36	36	71,1	68,1	19,3	18,3	35	35	1,051	1,757	iguais	1,037	70	2,928	1,994	diferentes	1,04	
43	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	36	71,1	65,9	19,3	20,6	35	35	1,067	1,757	iguais	1,067	70	4,853	1,994	diferentes	1,08	
44	(M 10x20)x(E 5x10)	36	72	71,1	67,8	19,3	38,4	35	71	1,990	1,664	diferentes	1,166	96	2,832	1,985	diferentes	1,05	
45	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	124	71,1	71,2	19,3	25,9	35	123	1,528	1,621	iguais	0,993	158	0,063	1,975	iguais	1,00	
46	(M 15x30)x(E 15x30)	36	36	70,0	67,7	20,1	33,2	35	35	1,651	1,757	iguais	1,234	70	1,891	1,994	iguais	1,03	
47	(M 15x30)x(E 10x20)	36	36	70,0	68,1	20,1	18,3	35	35	1,097	1,757	iguais	1,048	70	1,844	1,994	iguais	1,03	
48	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	36	70,0	65,9	20,1	20,6	35	35	1,023	1,757	iguais	1,078	70	3,780	1,994	diferentes	1,06	
49	(M 15x30)x(E 5x10)	36	72	70,0	67,8	20,1	38,4	35	71	1,907	1,664	diferentes	1,171	94	1,877	1,986	iguais	1,03	
50	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	124	70,0	71,2	20,1	29,5	35	123	1,465	1,621	iguais	0,996	158	1,170	1,975	iguais	0,98	

Tabela 4.11 - LOTE 03 - Testes nº 51 a 60 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 03 (28 dias)		Cura ao ar		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$															f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 70 MPa				Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)									
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
51	(M 10x20)x(E 15x30)	36	18	69,4	62,9	27,9	5,6	35	17	5,008	2,123	diferentes	1,331	53	4,878	2,006	diferentes	1,10	
52	(M 10x20)x(E 10x20)	36	18	69,4	65,3	27,9	5,0	35	17	5,622	2,123	diferentes	1,325	52	3,128	2,007	diferentes	1,06	
53	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	18	69,4	63,8	27,9	8,8	35	17	3,192	3,123	diferentes	1,365	53	4,115	2,006	diferentes	1,09	
54	(M 10x20)x(E 5x10)	36	36	69,4	63,6	27,9	20,1	35	35	1,39	1,757	iguais	1,171	70	4,982	1,994	diferentes	1,09	
55	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	63	69,4	67,2	27,9	23,3	35	62	1,197	1,612	iguais	1,056	97	2,085	1,985	diferentes	1,03	
56	(M 15x30)x(E 15x30)	36	18	70,2	62,9	23,0	5,6	35	17	4,121	2,123	diferentes	1,219	53	5,958	2,006	diferentes	1,12	
57	(M 15x30)x(E 10x20)	36	18	70,2	65,3	23,0	5,0	35	17	4,627	2,123	diferentes	1,212	53	4,055	2,006	diferentes	1,08	
58	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	18	70,2	63,8	23,0	8,8	35	17	2,627	2,123	diferentes	1,256	51	5,085	2,008	diferentes	1,10	
59	(M 15x30)x(E 5x10)	36	36	70,2	63,6	23,0	20,1	35	35	1,144	1,757	iguais	1,109	70	5,956	1,994	diferentes	1,10	
60	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	63	70,2	67,2	23,0	23,3	35	62	1,016	1,677	iguais	1,017	97	2,923	1,985	diferentes	1,04	

Tabela 4.12 - LOTE 04 - Testes nº 61 a 70 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (28 dias) CONCRETO 65 MPa		Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$															f_M / f_E $R_{(M/E)}$
				Análise preliminar de variância									Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						
				(TESTE F)				Erro Padrão					t calculado			t crítico			
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa ²)		Graus de Liberdade		Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t calculado	t crítico	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
61	(M 10x20)x(E 15x30)	6	6	63,6	55,7	3,9	5,3	5	5	1,350	5,050	iguais	1,356	10	5,086	2,228	diferentes	1,14	
62	(M 10x20)x(E 10x20)	6	6	63,6	55,8	3,9	6,2	5	5	1,580	5,050	iguais	1,421	10	5,461	2,228	diferentes	1,14	
63	(M 10x20)x(E 7,5x15)	6	6	63,6	56,1	2,0	5,0	5	5	6,273	5,050	diferentes	2,386	7	3,131	2,365	diferentes	1,13	
64	(M 10x20)x(E 5x10)	6	12	63,6	61,7	3,9	10,3	5	11	2,626	4,704	iguais	1,515	16	1,208	2,120	iguais	1,03	
65	(M 10x20)x(E 2,5x5)	6	19	63,6	70,1	3,9	11,7	5	18	3,001	4,579	iguais	1,534	23	4,265	2,069	diferentes	0,93	
66	(M 15x30)x(E 15x30)	6	6	65,3	55,7	2,3	5,2	5	5	2,229	5,050	iguais	1,227	10	7,821	2,228	diferentes	1,17	
67	(M 15x30)x(E 10x20)	6	6	65,3	55,8	2,3	6,2	5	5	2,665	5,050	iguais	1,305	10	7,269	2,228	diferentes	1,17	
68	(M 15x30)x(E 7,5x15)	6	6	65,3	56,1	2,3	24,6	5	5	10,541	5,050	diferentes	2,319	6	3,965	2,447	diferentes	1,16	
69	(M 15x30)x(E 5x10)	6	12	65,3	61,7	2,3	10,3	5	11	4,413	4,704	iguais	1,465	16	2,426	2,120	diferentes	1,06	
70	(M 15x30)x(E 2,5x5)	6	21	65,3	68,3	2,3	45,8	5	20	19,666	4,558	diferentes	2,892	25	1,021	2,060	iguais	0,96	

Tabela 4.13 - LOTE 04 - Testes nº 71 a 80 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (28 dias) CONCRETO 65 MPa		Cura ar		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$															f_M / f_E $R_{(M/E)}$
				Análise preliminar de variância									Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						
				(TESTE F)				Erro Padrão					t calculado			t crítico			
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa ²)		Graus de Liberdade		Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t calculado	t crítico	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
71	(M 10x20)x(E 15x30)	6	6	64,3	53,2	4,0	1,5	5	5	2,741	5,050	iguais	1,048	10	10,608	2,228	diferentes	1,21	
72	(M 10x20)x(E 10x20)	6	6	64,3	54,8	4,0	3,8	5	5	1,068	5,050	iguais	1,248	10	7,690	2,228	diferentes	1,18	
73	(M 10x20)x(E 7,5x15)	6	6	64,3	57,6	4,0	7,8	5	5	1,937	5,050	iguais	1,537	10	4,368	2,228	diferentes	1,12	
74	(M 10x20)x(E 5x10)	6	12	64,3	61,3	4,0	18,2	5	11	4,528	4,704	iguais	1,947	16	1,590	2,120	iguais	1,05	
75	(M 10x20)x(E 2,5x5)	6	20	64,3	66,0	4,0	14,5	5	19	3,616	4,568	iguais	1,686	24	1,000	2,064	iguais	0,97	
76	(M 15x30)x(E 15x30)	6	6	65,5	53,2	2,7	1,5	5	5	1,852	5,050	iguais	0,915	10	13,445	2,228	diferentes	1,23	
77	(M 15x30)x(E 10x20)	6	6	65,5	54,8	2,7	3,8	5	5	1,386	5,050	iguais	1,139	10	9,469	2,228	diferentes	1,20	
78	(M 15x30)x(E 7,5x15)	6	6	65,5	57,6	2,7	7,8	5	5	2,867	5,050	iguais	1,450	10	4,448	2,228	diferentes	1,14	
79	(M 15x30)x(E 5x10)	6	12	65,5	61,3	2,7	18,2	5	11	6,703	4,704	diferentes	1,915	16	2,235	2,120	diferentes	1,07	
80	(M 15x30)x(E 2,5x5)	6	20	65,5	66,0	14,5	16,0	5	19	5,352	4,568	diferentes	1,665	23	0,301	2,069	iguais	0,99	

Tabela 4.14 - LOTE 04 - Testes nº 81 a 90 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (90 dias)		Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 65 MPa				Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)								
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias	
		M	E	M	E	M	E	M	E									
81	(M 10x20)x(E 15x30)	6	6	69,3	61,7	1,6	1,3	5	5	1,212	5,05	iguais	0,757	10	9,94	2,228	diferentes	1,12
82	(M 10x20)x(E 10x20)	6	6	69,3	65,5	1,6	13,0	5	5	8,255	5,05	diferentes	1,705	6	2,136	2,447	iguais	1,06
83	(M 10x20)x(E 7,5x15)	6	6	69,3	66,2	1,6	5,1	5	5	3,27	5,05	iguais	1,158	10	2,605	2,228	diferentes	1,05
84	(M 10x20)x(E 5x10)	6	12	69,3	63,0	1,6	26,1	5	11	16,643	4,704	diferentes	2,247	13	2,801	2,160	diferentes	1,10
85	(M 10x20)x(E 2,5x5)	6	22	69,3	71,5	1,6	33,5	5	21	21,297	4,549	diferentes	2,466	26	0,919	2,056	iguais	0,97
86	(M 15x30)x(E 15x30)	6	6	69,2	61,7	13,6	1,3	5	5	10,693	5,050	diferentes	1,729	6	4,335	2,447	diferentes	1,12
87	(M 15x30)x(E 10x20)	6	6	69,2	65,6	13,6	13,0	5	5	1,052	5,050	iguais	2,307	10	1,564	2,228	iguais	1,06
88	(M 15x30)x(E 7,5x15)	6	6	69,2	66,2	13,6	5,1	5	5	2,656	5,050	iguais	1,938	10	1,540	2,228	iguais	1,05
89	(M 15x30)x(E 5x10)	6	12	69,2	63,0	13,6	26,12	5	11	1,916	4,704	iguais	2,487	16	2,518	2,120	diferentes	1,10
90	(M 15x30)x(E 2,5x5)	6	22	69,2	71,5	13,6	33,5	5	21	2,452	4,549	iguais	2,583	26	0,890	2,056	iguais	0,97

Tabela 4.15 - LOTE 04 - Testes nº 91 a 100 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (90 dias)		Cura ao ar		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 65 MPa				Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)								
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias	
		M	E	M	E	M	E	M	E									
91	(M 10x20)x(E 15x30)	6	6	67,9	61,5	2,2	8,2	5	5	3,694	5,050	iguais	1,446	10	4,434	2,228	diferentes	1,10
92	(M 10x20)x(E 10x20)	6	6	67,9	67,1	2,2	7,7	5	5	3,452	5,050	iguais	1,408	10	0,563	2,228	iguais	1,01
93	(M 10x20)x(E 7,5x15)	6	6	67,9	65,4	2,2	2,2	5	5	1,005	5,050	iguais	0,945	10	2,639	2,228	diferentes	1,04
94	(M 10x20)x(E 5x10)	6	12	67,9	62,9	2,2	27,6	5	11	12,373	4,704	diferentes	2,318	14	2,271	2,145	diferentes	1,08
95	(M 10x20)x(E 2,5x5)	6	22	67,9	70,6	2,2	60,0	5	21	26,928	4,549	diferentes	3,297	25	0,816	2,060	iguais	0,96
96	(M 15x30)x(E 15x30)	6	6	69,3	61,5	11,3	8,2	5	5	1,374	5,050	iguais	1,976	10	3,971	2,228	diferentes	1,13
97	(M 15x30)x(E 10x20)	6	6	69,3	67,1	11,3	7,7	5	5	1,470	5,050	iguais	1,949	10	1,143	2,228	iguais	1,03
98	(M 15x30)x(E 7,5x15)	6	6	69,3	65,4	11,3	2,2	5	5	5,050	5,050	iguais	1,645	10	2,388	2,228	diferentes	1,06
99	(M 15x30)x(E 5x10)	6	12	69,3	62,6	11,3	27,6	5	11	2,439	4,704	iguais	2,495	16	2,685	2,120	diferentes	1,11
100	(M 15x30)x(E 2,5x5)	6	22	69,3	70,6	11,3	60,0	5	21	5,308	4,549	diferentes	3,364	23	0,373	2,069	iguais	0,98

Tabela 4.16 - LOTE 01 - Testes nº 101 a 110 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 01 (28 dias)		Cura úmida				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 20 MPa		x				Análise preliminar de variância						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
101	(M 10x20)x(E 15x30)	36	18	24,0	20,8	7,8	1,1	35	17	6,980	2,123	diferentes	0,695	50	4,535	2,009	diferentes	1,15	
102	(M 10x20)x(E 10x20)	36	18	24,0	20,6	7,8	2,1	35	17	3,748	2,123	diferentes	0,715	53	4,803	2,006	diferentes	1,17	
103	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	18	24,0	19,6	7,8	1,7	35	17	4,591	2,123	diferentes	0,707	53	6,275	2,006	diferentes	1,23	
104	(M 10x20)x(E 5x10)	36	36	24,0	20,1	7,8	2,0	35	35	3,977	1,757	diferentes	0,529	52	7,425	2,007	diferentes	1,20	
105	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	65	24,0	23,0	7,8	17,7	35	64	2,268	1,674	diferentes	0,791	97	1,300	1,985	iguais	1,04	
106	(M 15x30)x(E 15x30)	36	18	23,0	20,8	4,9	1,1	35	17	4,331	2,123	diferentes	0,559	53	3,878	2,006	diferentes	1,10	
107	(M 15x30)x(E 10x20)	36	18	23,0	20,6	4,9	2,1	35	17	2,326	2,123	diferentes	0,583	50	4,197	2,009	diferentes	1,12	
108	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	18	23,0	19,6	4,9	1,7	35	17	2,849	2,123	diferentes	0,574	53	6,017	2,007	diferentes	1,18	
109	(M 15x30)x(E 5x10)	36	36	23,0	20,1	4,9	2,0	35	35	2,468	1,757	diferentes	0,441	60	6,659	2,000	diferentes	1,15	
110	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	65	23,0	23,0	4,9	17,7	35	64	3,656	1,674	diferentes	0,761	100	0,054	1,984	iguais	1,00	

Tabela 4.17 - LOTE 02 - Testes nº 111 a 120 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 02 (28 dias)		Cura úmida				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 50 MPa		x				Análise preliminar de variância						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão Médias		
		M	E	M	E	M	E	M	E										
111	(M 10x20)x(E 15x30)	36	18	54,7	53,3	13,8	11,9	35	17	1,157	2,123	iguais	1,067	52	1,31	2,007	iguais	1,03	
112	(M 10x20)x(E 10x20)	36	18	54,7	52,3	13,8	4,2	35	17	3,272	2,123	diferentes	0,957	53	2,453	2,006	diferentes	1,04	
113	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	18	54,7	51,3	13,8	13,3	35	17	1,037	2,123	iguais	1,086	52	3,097	2,007	diferentes	1,07	
114	(M 10x20)x(E 5x10)	36	36	54,7	51,9	13,8	6,6	35	35	2,073	1,757	diferentes	0,764	63	3,602	1,998	diferentes	1,05	
115	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	68	54,7	55,7	13,8	28,3	35	67	2,053	1,669	diferentes	1,004	96	0,987	1,985	iguais	0,98	
116	(M 15x30)x(E 15x30)	36	18	56,3	53,3	14,4	11,9	35	17	1,206	2,123	iguais	1,083	52	2,835	2,007	diferentes	1,06	
117	(M 15x30)x(E 10x20)	36	18	56,3	52,3	14,4	4,2	35	17	3,411	2,123	diferentes	0,975	53	4,124	2,006	diferentes	1,08	
118	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	18	56,3	51,3	14,4	13,3	35	17	1,080	2,123	iguais	1,101	52	4,572	2,007	diferentes	1,10	
119	(M 15x30)x(E 5x10)	36	36	56,3	51,9	14,4	6,6	35	35	2,161	1,757	diferentes	0,775	63	5,709	1,998	diferentes	1,09	
120	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	68	56,3	55,7	14,4	28,3	35	67	1,970	1,669	diferentes	1,008	95	0,675	1,985	iguais	1,01	

Tabela 4.18 - LOTE 03 - Testes nº 121 a 130 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 03 (28 dias)		Cura úmida				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$												f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 70 MPa		x				Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa ²)		Graus de Liberdade		F _{calc}	F _{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t _{calculado}	t _{crítico}	Conclusão Médias	
		M	E	M	E	M	E	M	E									
121	(M 10x20)x(E 15x30)	36	18	71,1	62,9	19,3	5,6	35	17	3,457	2,123	diferentes	1,128	53	7,260	2,006	diferentes	1,13
122	(M 10x20)x(E 10x20)	36	18	71,1	65,3	19,3	5,0	35	17	3,881	2,123	diferentes	1,121	53	5,213	2,006	diferentes	1,09
123	(M 10x20)x(E 7,5x15)	36	18	71,1	63,8	19,3	8,8	35	17	2,203	2,123	diferentes	1,168	49	6,262	2,010	diferentes	1,11
124	(M 10x20)x(E 5x10)	36	36	71,1	63,6	19,3	20,1	35	35	1,042	1,757	iguais	1,061	70	7,103	1,994	diferentes	1,12
125	(M 10x20)x(E 2,5x5)	36	63	71,1	67,2	19,3	23,3	35	62	1,211	1,677	iguais	0,987	97	3,950	1,985	diferentes	1,06
126	(M 15x30)x(E 15x30)	36	18	70,0	62,9	20,1	5,6	35	17	3,607	2,123	diferentes	1,150	53	6,167	2,006	diferentes	1,11
127	(M 15x30)x(E 10x20)	36	18	70,0	65,3	20,1	5,0	35	17	4,049	2,123	diferentes	1,142	53	4,150	2,006	diferentes	1,07
128	(M 15x30)x(E 7,5x15)	36	18	70,0	63,8	20,1	8,8	35	17	2,299	2,123	diferentes	1,189	50	5,227	2,009	diferentes	1,10
129	(M 15x30)x(E 5x10)	36	36	70,0	63,2	20,1	20,1	35	35	1,001	1,757	iguais	1,072	70	6,000	1,994	diferentes	1,10
130	(M 15x30)x(E 2,5x5)	36	63	70,0	67,2	20,1	23,3	35	62	1,161	1,677	iguais	0,994	97	2,813	1,985	diferentes	1,04

Tabela 4.19 - LOTE 04 - Testes nº 131 a 140 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (28 dias)		Cura úmida				CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$												f_M / f_E $R_{(M/E)}$
CONCRETO 65 MPa		x				Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa ²)		Graus de Liberdade		F _{calc}	F _{tab}	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t _{calculado}	t _{crítico}	Conclusão Médias	
		M	E	M	E	M	E	M	E									
131	(M 10x20)x(E 15x30)	6	6	63,6	53,2	3,9	1,5	5	5	2,668	5,050	iguais	1,037	10	9,966	2,228	diferentes	1,19
132	(M 10x20)x(E 10x20)	6	6	63,6	54,8	3,9	3,9	5	5	1,040	5,050	iguais	1,239	10	7,118	2,228	diferentes	1,16
133	(M 10x20)x(E 7,5x15)	6	6	63,6	57,6	3,9	7,8	5	5	1,990	5,050	iguais	1,530	10	3,881	2,228	diferentes	1,10
134	(M 10x20)x(E 5x10)	6	12	63,6	61,3	3,9	18,2	5	11	4,652	4,704	iguais	1,945	16	1,194	2,120	iguais	1,04
135	(M 10x20)x(E 2,5x5)	6	20	63,6	66,0	3,9	14,5	5	19	3,714	4,568	iguais	1,684	24	1,461	2,064	iguais	0,96
136	(M 15x30)x(E 15x30)	6	6	65,3	53,2	2,3	1,5	5	5	1,588	5,050	iguais	0,871	10	13,844	2,228	diferentes	1,23
137	(M 15x30)x(E 10x20)	6	6	65,3	54,8	2,3	3,8	5	5	1,616	5,050	iguais	1,104	10	9,552	2,228	diferentes	1,19
138	(M 15x30)x(E 7,5x15)	6	6	65,3	57,6	2,3	7,8	5	5	3,344	5,050	iguais	1,423	10	5,386	2,228	diferentes	1,13
139	(M 15x30)x(E 5x10)	6	12	65,3	61,3	2,3	18,2	5	11	7,817	4,704	diferentes	1,906	16	2,123	2,120	diferentes	1,07
140	(M 15x30)x(E 2,5x5)	6	20	65,3	66,0	2,3	14,5	5	19	6,241	4,568	diferentes	1,659	24	0,445	2,064	iguais	0,99

Tabela 4.20 - LOTE 04 - Testes nº 141 a 150 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(M/E)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (90 dias) CONCRETO 65 MPa		Cura úmida x Cura ao ar		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														f_M / f_E $R_{(M/E)}$
				Análise preliminar de variância (TESTE F)							Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		F_{calc}	F_{tab}	Conclusão	Erro Padrão	Graus de liberdade total	t_{calculado}	t_{crítico}	Conclusão	Médias
		M	E	M	E	M	E	M	E									
141	(M 10x20)x(E 15x30)	6	6	69,3	61,5	1,6	8,2	5	5	5,235	5,050	diferentes	1,400	7	5,581	2,365	diferentes	1,13
142	(M 10x20)x(E 10x20)	6	6	69,3	67,1	1,6	7,7	5	5	4,893	5,050	iguais	1,361	10	1,611	2,228	iguais	1,03
143	(M 10x20)x(E 7,5x15)	6	6	69,3	65,4	1,6	2,2	5	5	1,424	5,050	iguais	0,873	10	4,462	2,228	diferentes	1,06
144	(M 10x20)x(E 5x10)	6	12	69,3	62,6	1,6	27,6	5	11	17,537	4,704	diferentes	2,305	13	2,891	2,160	diferentes	1,11
145	(M 10x20)x(E 2,5x5)	6	22	69,3	70,6	1,6	60,0	5	21	38,167	4,549	diferentes	3,292	24	0,392	2,064	iguais	0,98
146	(M 15x30)x(E 15x30)	6	6	61,7	61,5	1,3	8,2	5	5	6,345	5,050	diferentes	1,380	7	0,206	2,365	iguais	1,00
147	(M 15x30)x(E 10x20)	6	6	61,7	67,1	1,3	7,7	5	5	5,931	5,050	diferentes	1,341	7	3,979	2,365	diferentes	0,92
148	(M 15x30)x(E 7,5x15)	6	6	61,7	65,4	1,3	2,2	5	5	1,726	5,050	iguais	0,841	10	4,322	2,228	diferentes	0,94
149	(M 15x30)x(E 5x10)	6	12	61,7	62,6	1,3	27,6	5	11	21,256	4,704	diferentes	2,300	13	0,375	2,160	iguais	0,99
150	(M 15x30)x(E 2,5x5)	6	22	61,7	70,6	1,3	60,0	5	21	46,259	4,549	diferentes	3,290	24	2,680	2,064	diferentes	0,88

Tabela 4.21 - LOTE 01 - Testes nº 151 a 157 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 01 (28 dias)		Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													$f_{M,E,u}/f_{M,E,a}$ $R(u/a)$	
CONCRETO 20MPa		x		Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)								
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	tcalculado	tcrítico		Conclusão Médias
151	(M 15x30)x(M 15x30)	36	18	24,0	20,8	7,8	1,1	35	17	6,980	2,123	diferentes	0,695	50	4,535	2,009	diferentes	1,15
152	(M 10x20)x(M 10x20)	36	18	24,0	20,6	7,8	2,1	35	17	3,748	2,123	diferentes	0,715	53	4,803	2,006	diferentes	1,17
153	(E 15x30)x(E 15x30)	36	18	21,9	20,8	6,7	1,1	35	17	5,968	2,123	diferentes	0,647	52	1,585	2,007	iguais	1,05
154	(E 10x20)x(E 10x20)	36	36	21,6	20,6	4,3	2,1	35	17	2,070	2,123	iguais	0,556	52	1,857	2,007	iguais	1,05
155	(E 7,5x15)x(E 7,5x15)	36	18	20,4	19,6	3,6	1,7	35	17	2,102	2,123	iguais	0,506	52	1,758	2,007	iguais	1,05
156	(E 5x10)x(E 5x10)	72	36	21,1	20,1	4,7	2,0	71	35	2,385	1,664	diferentes	0,401	101	2,618	1,984	diferentes	1,05
157	(E 2,5x5)x(E 2,5x5)	124	65	25,3	23,0	12,2	17,7	123	64	1,460	1,417	diferentes	0,578	112	4,031	1,981	diferentes	1,10

Tabela 4.22 - LOTE 02 - Testes nº 158 a 164 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 02 (28 dias)		Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													$f_{M,E,u}/f_{M,E,a}$ $R(u/a)$	
CONCRETO 50MPa		x		Análise preliminar de variância (TESTE F)						Análise de diferença entre as médias (TESTE t)								
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)		Graus de Liberdade		Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	tcalculado	tcrítico		Conclusão Médias
158	(M 15x30)x(M 15x30)	36	18	56,3	5,5	14,4	15,4	35	35	1,072	1,757	iguais	0,922	70	0,895	1,994	iguais	1,01
159	(M 10x20)x(M 10x20)	36	36	55,6	54,7	13,6	13,8	35	35	1,013	1,757	iguais	0,885	70	1,012	1,994	iguais	1,02
160	(E 15x30)x(E 15x30)	36	18	55,1	53,3	13,6	11,9	35	17	1,138	2,123	iguais	1,061	52	1,742	2,007	iguais	1,03
161	(E 10x20)x(E 10x20)	36	18	55,1	52,3	22,3	4,2	35	17	5,303	2,123	diferentes	1,187	52	2,357	2,007	diferentes	1,05
162	(E 7,5x15)x(E 7,5x15)	36	18	53,1	51,3	24,9	13,3	35	17	1,874	2,123	iguais	1,349	52	1,296	2,007	iguais	1,03
163	(E 5x10)x(E 5x10)	72	36	53,5	51,9	19,2	6,6	71	35	2,886	1,664	diferentes	0,798	105	1,934	1,983	iguais	1,03
164	(E 2,5x5)x(E 2,5x5)	126	68	57,9	55,7	43,1	28,3	125	67	1,525	1,441	diferentes	0,932	165	2,405	1,974	diferentes	1,04

Tabela 4.23 - LOTE 03 - Testes nº 165 a 171 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 03 (28 dias)				Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													
CONCRETO 70 MPa				x		Análise preliminar de variância (TESTE F)							Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						$f_{M,E,u}/f_{M,E,a}$ $R(u/a)$
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)	Graus de Liberdade	Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	tcalculado	tcrítico	Conclusão Médias				
165	(M 15x30)x(M 15x30)	36	36	70,0	70,2	20,1	23	35	35	1,143	1,757	iguais	1,110	70	0,159	1,994	iguais	1,00	
166	(M 10x20)x(M 10x20)	36	36	71,1	69,4	19,3	27,9	35	35	1,449	1,757	iguais	1,161	70	1,462	1,994	iguais	1,02	
167	(E 15x30)x(E 15x30)	36	18	67,7	62,9	33,2	5,6	37	17	5,953	2,123	diferentes	1,441	52	3,300	2,007	diferentes	1,08	
168	(E 10x20)x(E 10x20)	36	18	68,1	65,3	18,3	5,0	37	17	3,691	2,123	diferentes	1,096	53	2,560	2,060	diferentes	1,04	
169	(E 7,5x15)x(E 7,5x15)	36	18	65,9	63,8	20,6	8,8	35	17	3,351	2,123	diferentes	1,200	50	1,781	2,009	iguais	1,03	
170	(E 5x10)x(E 5x10)	72	36	67,8	63,6	38,4	20,1	71	35	1,909	1,664	diferentes	1,171	94	3,616	1,986	diferentes	1,07	
171	(E 2,5x5)x(E 2,5x5)	124	63	25,3	23,0	12,2	17,7	123	62	1,460	1,417	diferentes	0,578	112	4,031	1,981	diferentes	1,10	

Tabela 4.24 - LOTE 01 - Testes nº 172 a 178 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (28 dias)				Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$													
CONCRETO 65 MPa				x		Análise preliminar de variância (TESTE F)							Análise de diferença entre as médias (TESTE t)						$f_{M,E,u}/f_{M,E,a}$ $R(u/a)$
Teste nº	Referência	Amostra		Média		Variância (MPa²)	Graus de Liberdade	Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	tcalculado	tcrítico	Conclusão Médias				
172	(M 15x30)x(M 15x30)	6	6	65,3	65,5	2,3	2,7	5	5	1,166	5,050	iguais	1,005	10	0,235	2,280	iguais	1,00	
173	(M 10x20)x(M 10x20)	6	6	63,6	64,3	3,9	4,0	5	5	1,027	5,050	iguais	1,260	10	0,615	2,228	iguais	0,99	
174	(E 15x30)x(E 15x30)	6	6	55,7	53,2	5,2	1,5	5	5	3,539	5,050	iguais	1,154	10	2,141	2,228	iguais	1,05	
175	(E 10x20)x(E 10x20)	6	6	55,8	54,8	6,2	3,8	5	5	1,642	5,050	iguais	1,411	10	0,752	2,228	iguais	1,02	
176	(E 7,5x15)x(E 7,5x15)	6	6	56,1	57,6	24,6	7,8	5	5	3,153	5,050	iguais	2,543	10	0,603	2,228	iguais	0,97	
177	(E 5x10)x(E 5x10)	24	36	61,5	63,6	13,7	20,1	23	35	1,468	1,934	iguais	1,122	58	1,856	2,002	iguais	0,97	
178	(E 2,5x5)x(E 2,5x5)	21	20	68,3	66,0	45,8	14,5	20	19	3,151	2,155	diferentes	1,771	33	1,251	2,035	iguais	1,03	

Tabela 4.25 - LOTE 04 - Testes nº 179 a 185 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(u/a)}$ (ver APÊNDICE B)

LOTE 04 (90 dias)		Cura úmida		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														$f_{M,E,u}/f_{M,E,a}$ $R(u/a)$
CONCRETO 65 MPa		x		Análise preliminar de variância							Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Referência	Amostra	Média	(TESTE F)		Conclusão		Erro		Graus de liberdade		t		Conclusão				
				Variância (MPa²)	Graus de Liberdade	Fcalc	Ftab	Variância	Padrão	total	calculado	crítico	Médias					
179	(M 15x30)x(M 15x30)	6	6	69,2	69,3	13,6	11,3	5	5	1,208	5,050	iguais	2,234	10	0,030	2,228	iguais	1,00
180	(M 10x20)x(M 10x20)	6	6	69,3	67,9	1,6	2,2	5	5	1,417	5,050	iguais	0,872	10	1,607	2,228	iguais	1,02
181	(E 15x30)x(E 15x30)	6	6	61,7	61,5	1,3	8,2	5	5	6,345	5,050	diferentes	1,380	7	0,206	2,365	iguais	1,00
182	(E 10x20)x(E 10x20)	6	6	65,6	67,1	13,0	7,7	5	5	1,687	5,050	iguais	2,033	10	0,713	2,228	iguais	0,98
183	(E 7,5x15)x(E 7,5x15)	6	6	66,2	65,4	5,1	2,2	5	5	2,297	5,050	iguais	1,215	10	0,721	2,228	iguais	1,01
184	(E 5x10)x(E 5x10)	24	36	62,8	63,6	25,7	20,1	23	35	1,280	1,843	iguais	1,267	58	0,630	2,002	iguais	0,99
185	(E 2,5x5)x(E 2,5x5)	124	22	25,3	23,0	12,2	17,7	123	21	1,460	1,417	diferentes	0,578	112	4,031	1,981	diferentes	1,01

Tabela 4.26 - LOTE 04 - Testes nº 186 a 199 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(90d/28d)}$ (ver apêndice B)

LOTE 04 (90d x 28d)		Cura		CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														$f_{M,E,90d}/f_{M,E,28d}$ $R_{(90d/28d)}$	
CONCRETO 65 MPa		x		Análise preliminar de variância							Análise de diferença entre as médias								
Teste nº	Referência	tipo	Amostra	Média	(TESTE F)		Conclusão		Erro		Graus de liberdade		t		Conclusão				
					Variância (MPa²)	Graus de Liberdade	Fcalc	Ftab	Variância	Padrão	total	calculado	crítico	Médias					
186	(M 15x30)x(M 15x30)	úmida	6	6	69,2	65,3	13,6	2,3	5	5	5,860	5,050	diferentes	1,788	7	2,200	2,365	iguais	1,06
187	(M 15x30)x(M 15x30)	ao ar	6	6	69,3	65,5	11,3	2,7	5	5	4,159	5,050	iguais	1,674	10	2,248	2,228	diferentes	1,06
188	(E 15x30)x(E 15x30)	úmida	6	6	61,7	55,7	1,3	5,2	5	5	4,005	5,050	iguais	1,139	10	5,294	2,228	diferentes	1,11
189	(E 15x30)x(E 15x30)	ao ar	6	6	61,5	53,2	8,2	1,5	5	5	5,607	5,050	diferentes	1,329	7	5,901	2,365	diferentes	1,15
190	(M 10x20)x(M 10x20)	úmida	6	6	69,3	63,6	1,6	3,9	5	5	2,491	5,050	iguais	1,047	10	5,432	2,228	diferentes	1,09
191	(M 10x20)x(M 10x20)	ao ar	6	6	67,9	64,3	2,2	4,0	5	5	1,806	5,050	iguais	1,118	10	3,144	2,228	diferentes	1,05
192	(E 10x20)x(E 10x20)	úmida	6	6	65,5	55,8	13	6,2	5	5	2,098	5,050	iguais	1,957	10	5,011	2,228	diferentes	1,18
193	(E 10x20)x(E 10x20)	ao ar	6	6	67,1	54,8	7,7	3,8	5	5	2,042	5,050	iguais	1,514	10	8,139	2,228	diferentes	1,22
194	(E 7,5x15)x(E 7,5x15)	úmida	6	6	66,2	56,1	5,1	24,6	5	5	4,779	5,050	iguais	2,437	10	4,162	2,228	diferentes	1,18
195	(E 7,5x15)x(E 7,5x15)	ao ar	6	6	65,4	57,6	2,2	7,8	5	5	3,481	5,050	iguais	1,416	10	5,461	2,228	diferentes	1,13
196	(E 5x10)x(E 5x10)	úmida	12	12	63,0	61,7	5,1	3,2	11	11	2,544	2,818	iguais	1,820	22	0,673	2,074	iguais	1,02
197	(E 5x10)x(E 5x10)	ao ar	12	12	62,6	61,3	27,6	18,2	11	11	1,513	2,818	iguais	2,040	22	0,660	2,074	iguais	1,02
198	(E 2,5x5)x(E 2,5x5)	úmida	22	21	71,5	68,3	33,5	45,8	21	20	1,369	2,096	iguais	1,963	41	1,670	2,020	iguais	1,05
199	(E 2,5x5)x(E 2,5x5)	ao ar	22	21	70,6	66,0	60,0	14,5	21	19	4,125	2,144	diferentes	1,960	32	2,305	2,037	diferentes	1,07

Tabela 4.27 - LOTES 01, 02 e 03 - Testes nº 200 a 211 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(f_{\phi 15}/f_{\phi 10})}$ (ver apêndice B)

Relação entre as resistências $f_{c\phi(15x30)}/f_{c\phi(10x20)}$						CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														$f_{c\phi 15}/f_{c\phi 10}$ $R_{(\phi 15/\phi 10)}$
						Análise preliminar de variância (TESTE F)							Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Lote	Tipo M / E	Cura	Amostra	Média	Variância (MPa ²)	Graus de Liberdade	Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	tcalculado	tcrítico	Conclusão Médias					
200	20MPa	M	úmida	36	36	23,3	24	6,2	7,8	35	35	1,256	1,757	iguais	0,634	70	1,074	1,994	iguais	0,97
201	20MPa	M	ao ar	36	36	23,0	23,5	4,9	4,2	35	35	1,163	1,757	iguais	0,508	70	0,944	1,994	iguais	0,98
202	20MPa	E	úmida	36	36	21,9	21,6	6,7	4,3	35	35	1,599	1,757	iguais	0,560	70	0,489	1,994	iguais	1,01
203	20MPa	E	ao ar	18	18	20,8	20,6	1,1	2,1	17	17	1,862	2,272	iguais	0,434	34	0,647	2,032	iguais	1,01
204	50MPa	M	úmida	36	36	56,3	55,6	14,4	13,6	35	35	1,055	1,757	iguais	0,894	70	0,869	1,994	iguais	1,01
205	50MPa	M	ao ar	36	36	55,5	54,7	15,4	13,8	35	35	1,117	1,757	iguais	0,913	70	0,926	1,994	iguais	1,02
206	50MPa	E	úmida	36	36	55,1	55,1	13,6	22,3	35	35	1,648	1,757	iguais	1,013	70	-	1,994	iguais	1,00
207	50MPa	E	ao ar	18	18	53,3	52,3	11,9	4,2	17	17	2,828	2,272	diferentes	0,974	28	0,977	2,048	iguais	1,02
208	70MPa	M	úmida	36	36	70,0	71,1	20,1	19,3	35	35	1,043	1,757	iguais	1,061	70	1,040	1,994	iguais	0,98
209	70MPa	M	ao ar	36	36	70,2	69,4	23,0	27,9	35	35	1,215	1,757	iguais	1,206	70	0,640	1,994	iguais	1,01
210	70MPa	E	úmida	36	36	67,7	68,1	33,2	18,3	35	35	1,811	1,757	diferentes	1,214	66	0,331	1,997	iguais	0,99
211	70MPa	E	ao ar	18	18	62,9	65,3	5,6	5,0	17	17	1,123	2,272	iguais	0,788	34	2,984	2,032	diferentes	0,96

Tabela 4.28 - LOTE 04 - Testes nº 212 a 219 - Resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e da relação $R_{(f_{\phi 15}/f_{\phi 10})}$ (ver apêndice B)

Relação entre as resistências $f_{c\phi(15x30)}/f_{c\phi(10x20)}$						CRITÉRIO DO ACI 214.4R-03 - Nível de significância $\alpha = 5\%$														$f_{c\phi 15}/f_{c\phi 10}$ $R_{(\phi 15/\phi 10)}$
						Análise preliminar de variância (TESTE F)							Análise de diferença entre as médias (TESTE t)							
Teste nº	Lote	Tipo M / E	Cura	Amostra	Média	Variância (MPa ²)	Graus de Liberdade	Fcalc	Ftab	Conclusão Variância	Erro Padrão	Graus de liberdade total	tcalculado	tcrítico	Conclusão Médias					
28 dias																				
212	65MPa	M	úmida	6	6	65,3	63,6	2,3	3,9	5	5	1,681	5,050	iguais	1,117	10	1,542	2,228	iguais	1,03
213	65MPa	M	ao ar	6	6	65,5	64,3	2,7	4,0	5	5	1,480	5,050	iguais	1,161	10	1,021	2,228	iguais	1,02
214	65MPa	E	úmida	6	6	55,7	55,8	5,2	6,2	5	5	1,191	5,050	iguais	1,508	10	0,071	2,228	iguais	1,00
215	65MPa	E	ao ar	6	6	53,2	54,8	1,5	3,8	5	5	2,567	5,050	iguais	1,023	10	1,483	2,228	iguais	0,97
90 dias																				
216	65MPa	M	úmida	6	6	69,2	69,3	13,6	1,6	5	5	8,687	5,050	diferentes	1,745	6	0,019	2,447	iguais	1,00
217	65MPa	M	ao ar	6	6	69,3	67,9	11,3	2,2	5	5	5,073	5,050	diferentes	1,645	7	0,872	2,365	iguais	1,02
218	65MPa	E	úmida	6	6	61,7	65,6	1,3	13,0	5	5	10,006	5,050	diferentes	1,689	6	2,300	2,447	iguais	0,94
219	65MPa	E	ao ar	6	6	61,5	67,1	8,2	7,7	5	5	1,070	5,050	iguais	1,784	10	3,150	2,228	diferentes	0,92

4.4 Análise quanto ao critério de normalidade

Observando-se as tabelas 4.1 a 4.5 e os testes de nº 01 a 70 constantes do APÊNDICE A, verifica-se que, em somente 1 caso das 70 distribuições analisadas, correspondente ao teste nº 35, ocorreu o expurgo de apenas 2 valores, em uma amostragem de 126 testemunhos de Φ 2,5cm resultando esta amostragem com 124 elementos. Saliente-se o rigoroso nível de significância de 1% adotado, conforme os critérios da ASTM E 178/12 e do ACI 214.4R-03. Esse bom comportamento, ilustrado nos gráficos normal de probabilidade, constantes do APÊNDICE A, demonstram a natureza “gaussiana” das distribuições de freqüências da variável resistência à compressão do concreto, premissa fundamental para o desenvolvimento e confiabilidade desse estudo experimental.

4.5 Análises das relações $R_{(M/E)}$ obtidas

A relação $R_{(M/E)}$, que se pretende quantificar, como objetivo principal desta tese, corresponde à relação entre a resistência dos corpos-de-prova padrão moldados, denominada resistência potencial, e a resistência dos testemunhos extraídos, que representa a resistência efetiva do concreto na estrutura. Essa relação, quando obtida de corpos-de-prova e testemunhos de mesmas dimensões, quantifica os efeitos causados pelo processo de broqueamento na resistência dos testemunhos. Na presente pesquisa experimental, foram adotados corpos-de-prova padrão de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm, curados úmidos, para comparação com testemunhos de Φ 15cm; Φ 10cm; Φ 7,5cm; Φ 5cm; Φ 2,5cm, extraídos de blocos curados úmidos, por molhagem por um período de cerca de 23 dias, e igualmente de blocos curados ao ar, nas condições ambientais, situação esta, comum, na prática, em estruturas que não recebem cura por molhagem sistemática. Ainda, para estudo comparativo, foram igualmente relacionados, corpos-de-prova padrão de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm, curados ao ar, com os respectivos testemunhos de Φ 15cm; Φ 10cm; Φ 7,5cm; Φ 5 m; Φ 2,5cm, extraídos de blocos também curados ao ar nas mesmas condições ambientais.

Nas tabelas 4.29 e 4.30 seguintes, constam os resumos das relações $R_{(M/E)}$, listadas nas tabelas 4.6 a 4.20, cujos cálculos, por sua vez, encontram-se no APÊNDICE B.

Tabela 4.29 - Resumo das relações $R_{(M/E)}$ tomando-se como base corpos-de-prova padrão curados úmidos segundo a NBR-5738

Lote f_{ck}	CORPOS-DE- PROVA DE REFERÊNCIA (curados úmidos)	$R_{(M/E)} = f_{cM}/f_{cE}$									
		Testemunhos (Blocos curados úmidos)					Testemunhos (Blocos curados ao ar)				
		15x30	10x20	7,5x15	5x10	2,5x5	15x30	10x20	7,5x15	5x10	2,5x5
01 20MPa	10 x 20	1,10	1,11	1,17	1,14	0,95	1,15	1,17	1,23	1,20	1,04*
	15 x 30	1,07	1,08	1,14	1,10	0,92	1,10	1,12	1,18	1,15	1,00*
02 50MPa	10 x 20	1,01*	1,01*	1,05	1,04	0,96	1,03*	1,04	1,07	1,05	0,98*
	15 x 30	1,02*	1,02	1,06	1,05	0,97*	1,06	1,08	1,10	1,09	1,01*
03 70MPa	10 x 20	1,05	1,04	1,08	1,05	1,00*	1,13	1,09	1,11	1,12	1,06
	15 x 30	1,03*	1,03*	1,06	1,03*	0,98*	1,11	1,07	1,10	1,10	1,04
04 65MPa 28 dias	10 x 20	1,14	1,14	1,13	1,03*	0,93	1,19	1,16	1,10	1,04*	0,96*
	15 x 30	1,17	1,17	1,16	1,06	0,96	1,23	1,19	1,13	1,07	0,99*
04 65MPa 90 dias	10 x 20	1,12	1,06*	1,05	1,10	0,97*	1,13	1,03*	1,06	1,11	0,98*
	15 x 30	1,12	1,06*	1,05*	1,10	0,97*	1,00*	0,92	0,94	0,99*	0,88

(*) Rejeitada a hipótese experimental

Tabela 4.30 - Resumo das relações $R_{(M/E)}$ tomando-se como base corpos-de-prova padrão curados ao ar

Lote f_{ck}	CORPOS-DE- PROVA DE REFERÊNCIA (curados ao ar)	$R_{(M/E)} = f_{cM}/f_{cE}$				
		Testemunhos (Blocos curados ao ar)				
		15x30	10x20	7,5x15	5x10	2,5x5
01 20MPa	10 x 20	1,13	1,14	1,20	1,17	1,02*
	15 x 30	1,10	1,12	1,18	1,15	1,00*
02 50MPa	10 x 20	1,03*	1,04	1,07	1,05	0,98*
	15 x 30	1,04*	1,06	1,08	1,07	1,00*
03 70MPa	10 x 20	1,10	1,06	1,09	1,09	1,03
	15 x 30	1,12	1,08	1,10	1,10	1,04
04 65MPa 28 dias	10 x 20	1,21	1,18	1,12	1,05*	0,97*
	15 x 30	1,23	1,20	1,14	1,07	0,99*
04 65MPa 90 dias	10 x 20	1,10	1,01*	1,04	1,08	0,96*
	15 x 30	1,13	1,03*	1,06	1,11	0,98*

(*) Rejeitada a hipótese experimental

Na tabela 4.29, os valores da relação $R_{(M/E)}$ referem-se à comparação dos corpos-de-prova padrão curados úmidos, com os testemunhos extraídos, tanto dos blocos curados úmidos, quanto dos blocos curados ao ar. Essas mesmas relações $R_{(M/E)}$, entre os corpos-de-prova de dimensões padronizadas curados ao ar, com testemunhos extraídos dos blocos curados nas mesmas condições, são apresentadas na Tabela 4.30.

Nas referidas tabelas, encontram-se, destacadas em negrito, as relações nas quais a hipótese experimental, de diferença entre as médias dos grupos, foi confirmada estatisticamente, o que corresponde a 73% do total das relações $R_{(M/E)}$. Com o asterisco, estão assinaladas aquelas em que a hipótese experimental foi rejeitada, ou seja, nas quais as diferenças entre as médias podem ser relativas, meramente, a aleatoriedade dos dados.

Várias análises podem ser procedidas com a extensa massa de dados disponível. Serão consideradas nessas análises, apenas as relações estatisticamente significativas que constitui a expressiva maioria.

A 1ª análise diz respeito à variação do $R_{(M/E)}$ com as dimensões dos corpos-de-prova padronizados, previstos na normalização. Para o concreto de f_{ck} **20MPa**, comparando-se, inicialmente, os corpos-de-prova de 15cm x 30cm curados úmidos, com os testemunhos de iguais dimensões, para a idade de 28 dias, o γ_{c2} assume os valores de 1,07 para os blocos curados úmidos, e de 1,10 para os blocos curados ao ar, resultando um valor médio de **1,09**. Comparação análoga, tomando-se como base os corpos-de-prova de 10cm x 20cm, resultam em valores respectivamente de 1,11 e 1,17 com valor médio de **1,14**. Observa-se, para a relação referente ao Φ 10cm, um aumento no valor de γ_{c2} , como um reflexo dos efeitos do broqueamento, de maior incidência nos testemunhos de Φ 10cm que nos de Φ 15cm, explicados pela relação da microfissuração com o menor diâmetro e volume dos testemunhos. Por outro lado, considerando-se que não há diferenças estatisticamente significativas, ao nível de amostragem estudado, entre as resistências dos corpos-de-prova padrão de Φ 15cm e Φ 10cm, permite-se o confronto, para o γ_{c2} , do CP moldado de Φ 10cm com testemunhos de Φ 15cm e vice-versa. Dessa forma, obtém-se um valor **promédio final para o γ_{c2} de 1,09**, para esse concreto de **20MPa**, obtido pelo coeficiente angular da reta ajustada na correlação nº 04 do Gráfico 4.14, ao nível de significância de 1%, considerando-se conjuntamente os 2

tipos de corpos-de-prova e os 2 tipos de cura, para as relações estatisticamente significativas da tabela 4.29.

São apresentadas a seguir as correlações entre as resistências médias dos corpos-de-prova padrão e dos seus pares-testemunhos referentes ao concreto de 20MPa. Essas correlações foram obtidas considerando-se, isoladamente, os blocos curados úmidos, os blocos curados úmidos e ao ar conjuntamente, e, por fim, a correlação geral nº 04 supracitada. As correspondentes análises de significância constam do APÊNDICE I.

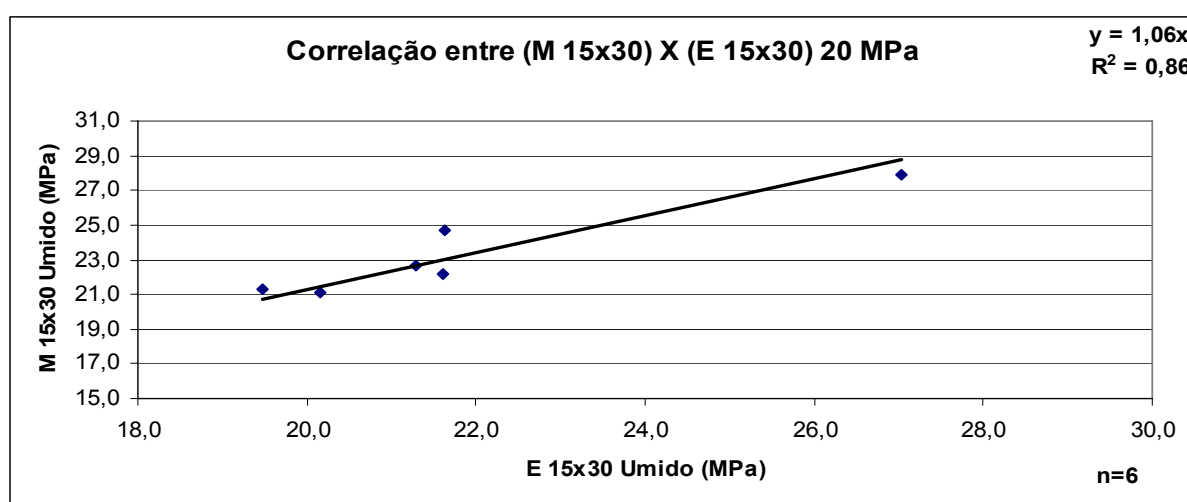


Gráfico 4.11- Correlação nº 01 – concreto de 20MPa – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos

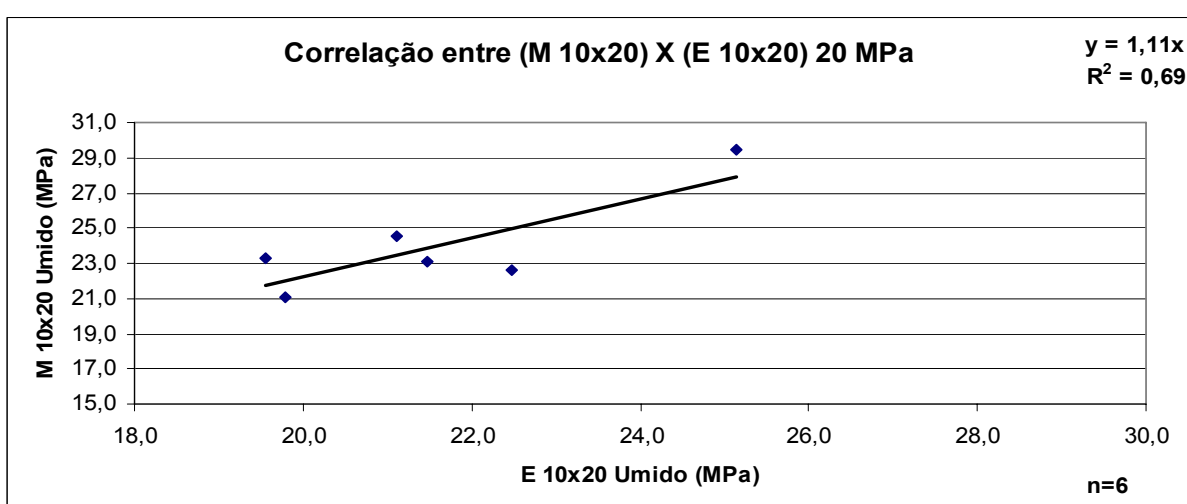


Gráfico 4.12- Correlação nº 02 – concreto de 20MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos

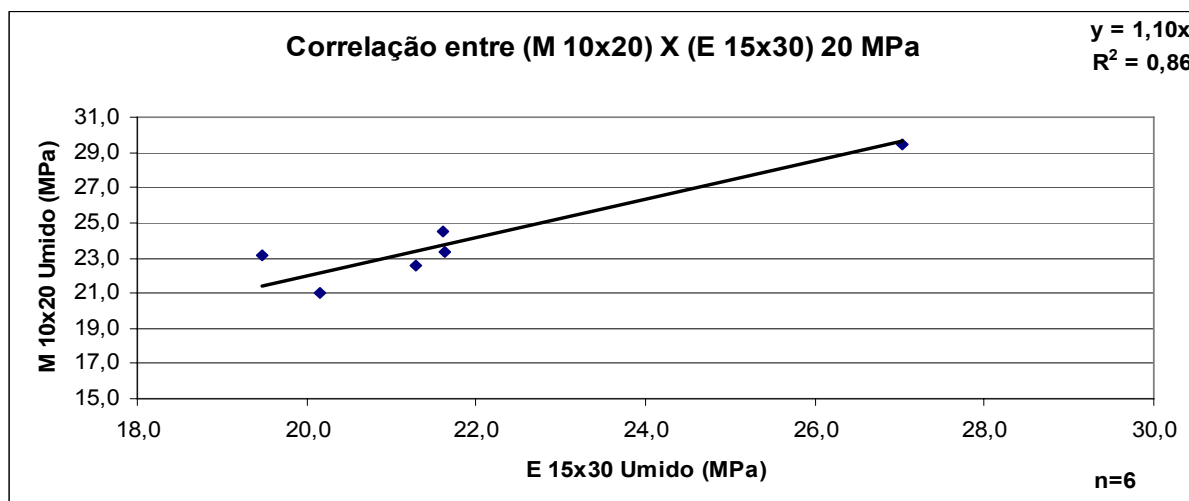


Gráfico 4.13- Correlação nº 03 – concreto de 20MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos

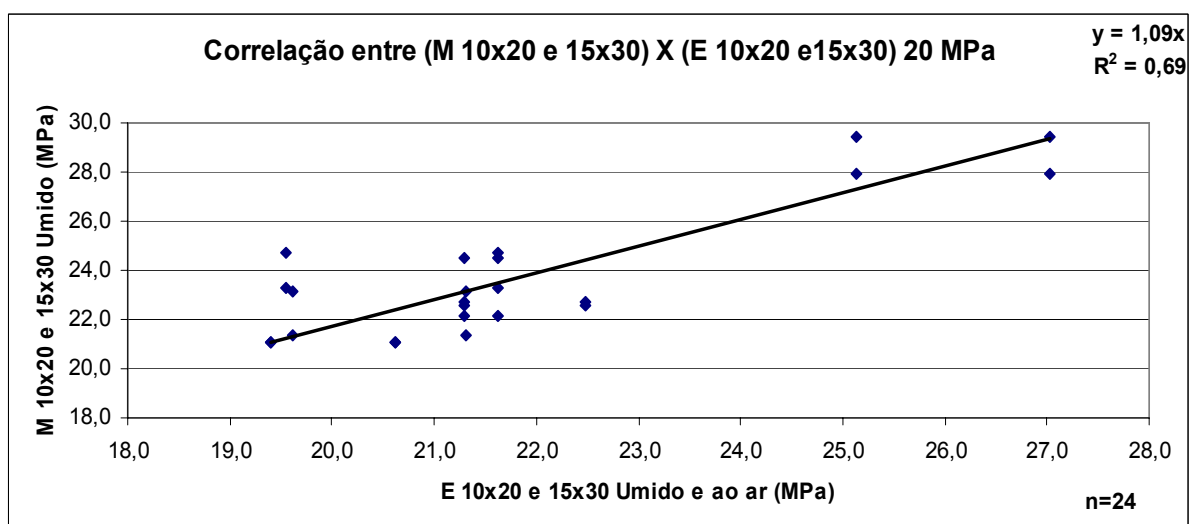


Gráfico 4.14- Correlação nº 04 – concreto de 20MPa – correlação conjunta entre as resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) e 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) e 15cm x 30cm (E) de blocos curados úmidos e ao ar.

Uma 2ª análise se refere a relação dos corpos-de-prova padrão curados ao ar, situação não convencional, comparados com os seus pares-testemunhos obtidos de blocos também curados ao ar (ver Tabela 4.30). O valor médio final, nestas condições, para a $R_{(M/E)}$, é de **1,12**, praticamente igual ao seu correspondente na condição anteriormente analisada, não se evidenciando, assim, diferença nos efeitos do broqueamento entre elas.

É importante registrar, que todas as variações numéricas observadas nas relações $R_{(M/E)}$, por menor que tenham sido, ocorreram num mesmo sentido, de crescimento ou de redução, para as diversas condições analisadas, em função das dimensões

dos corpos-de-prova e dos testemunhos e das diferentes condições de cura. Este fato, é outro bom indicador da fidedignidade dos resultados dos ensaios e da confiabilidade das relações obtidas.

Uma 3ª análise se prende a possível variação da $R_{(M/E)}$ com o nível de resistência do concreto.

Para o concreto de 50MPa as resistências médias dos conjuntos estudados apresentaram valores muito próximos, não se confirmando, para esse nível de amostragem, a hipótese experimental, para a metade das comparações efetuadas (ver Tabela 4.29). Dentro da mesma linha de considerações feitas para o f_{ck} 20MPa, chega-se a um valor médio final para $R_{(M/E)}$ de **1,05**, obtido de 4 relações estatisticamente significativas, considerando-se indistintamente os diâmetros Φ 15cm e Φ 10cm, constantes da Tabela 4.29.

Comportamento análogo, observa-se para o concreto de 70MPa, apresentando para a $R_{(M/E)}$, os valores médios de 1,05, referente aos blocos curados úmidos e de 1,10 para os blocos curados ao ar. O valor promédio final é obtido pelo coeficiente angular da reta ajustada na correlação, considerando-se conjuntamente os 2 tipos de corpos-de-prova padronizados e os 2 tipos de cura adotados, a um nível de significância de 1% resultando a $R_{(M/E)}$ em **1,05** para os blocos curados úmidos Gráfico 4.16 e em 1,04 como relação geral para esse concreto de 70MPa obtida no Gráfico 4.17. Apresentam-se a seguir os gráficos representativos das correlações referentes aos blocos curados úmidos, estatisticamente significantes ao nível de 5% e a correlação geral supracitada significativa ao nível de 1% (APÊNDICE I).

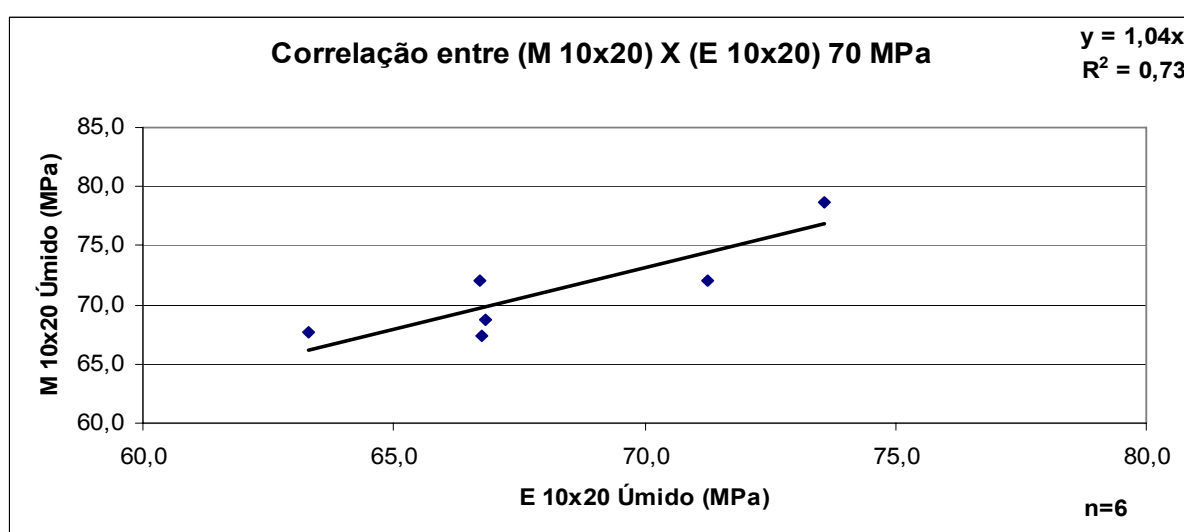


Gráfico 4.15- Correlação nº 05 – concreto de 70MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos

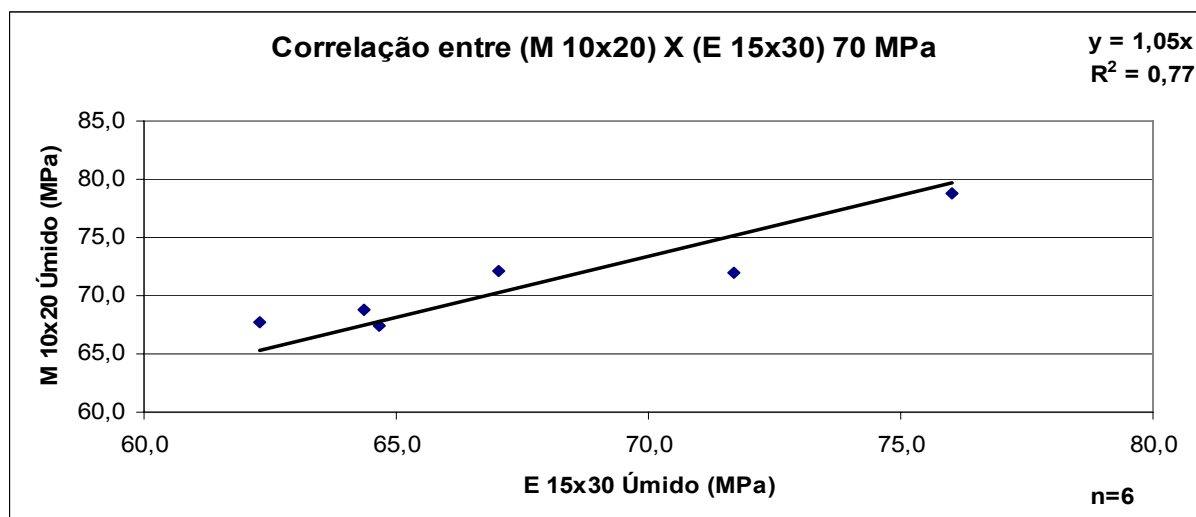


Gráfico 4.16- Correlação nº 06 – concreto de 70MPa – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.

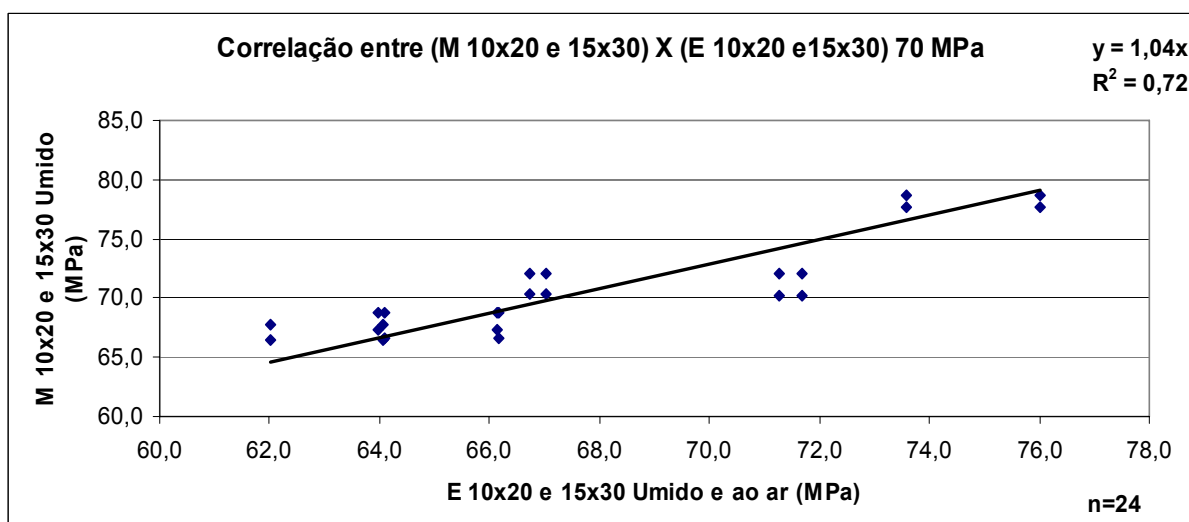


Gráfico 4.17- Correlação nº 07 – concreto de 70MPa – correlação conjunta entre as resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) e 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) e 15cm x 30cm (E) de blocos curados úmidos e ao ar.

Quanto ao concreto de 65MPa, obteve-se, para a idade de 28 dias, nas mesmas condições explicitadas para os demais concretos, valores médios de 1,15 referentes aos blocos úmidos e de 1,19 referente aos blocos ao ar com média final de 1,17. Observa-se para esse concreto um crescimento do valor da $R_{(M/E)}$ em relação aos concretos anteriores. Embora, guardando a mesma coerência, já citada, no sentido de variação dos valores da $R_{(M/E)}$, descarta-se a análise isolada deste concreto, em face do pequeno tamanho de sua amostragem, com 1/6 do número de elementos em relação às demais. Isto se deveu ao fato, da mesma ser constituída por um único evento de moldagem no canteiro-de-obras. Esses resultados do concreto de 65MPa,

no entanto, serão considerados nas análises globais, bem como na verificação da influência da idade sobre o resultado, já que para este lote foram também analisados os resultados aos 90 dias de idade. Assim, analisando-se os resultados das relações $R_{(M/E)}$, para os concretos de 20MPa, 50MPa e 70MPa, verifica-se uma tendência, embora diminuta, de redução, para os concretos de maior resistência, passando o seu valor médio final de **1,09** referente ao concreto de 20MPa para **1,04** para o concreto de 70MPa, com redução da ordem de 5%. Faz-se a ressalva do número de amostragens estatisticamente significativas da relação $R_{(M/E)}$, ser menor para os concretos de 50MPa e 70MPa em relação ao concreto de 20MPa, sobretudo para o de 50MPa. Esta constatação, contrariamente ao relatado por alguns pesquisadores – entre eles Petersons¹⁰¹ e Malhotra^{16,158}, porém, em concordância com a tendência encontrada por Malier⁽¹⁵⁰⁾ e com citações de Martins, Fernandez-Gomez e Dal Molin⁽¹⁶⁵⁾, em trabalhos mais recentes – da menor influência dos efeitos do broqueamento, sobre os concretos de 50MPa e 70MPa em relação ao de 20MPa, explica-se pelas elevadas resistências de aderência, resultantes das baixas relações água/cimento, pela ação físico-química da adição de metacaulim, pela melhor homogeneidade e maior compacidade destes concretos. Reforça-se essa argumentação, pelos progressos e domínio atual da tecnologia dos concretos de alto desempenho, produzidos com aditivos superplastificantes de última geração e pelas pesquisas com as adições minerais ativas.

4.6 Correlações gerais das relações $R_{(M/E)}$ para todos os concretos estudados

Constam deste item, as correlações gerais abrangendo todos os níveis de resistências dos concretos estudados. As mesmas, tem como referência, os corpos-de-prova padronizados de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm, comparados com os testemunhos de iguais dimensões, extraídos de blocos curados úmidos, de blocos curados ao ar e considerando-se conjuntamente os 2 tipos de cura. Apresenta-se ainda uma correlação única abrangendo os referidos corpos-de-prova, testemunhos e condições de cura. Essas correlações foram obtidas com base, exclusivamente, nas relações $R_{(M/E)}$ estatisticamente válidas e são todas significantes ao nível de 1% (ver APÊNDICE I).

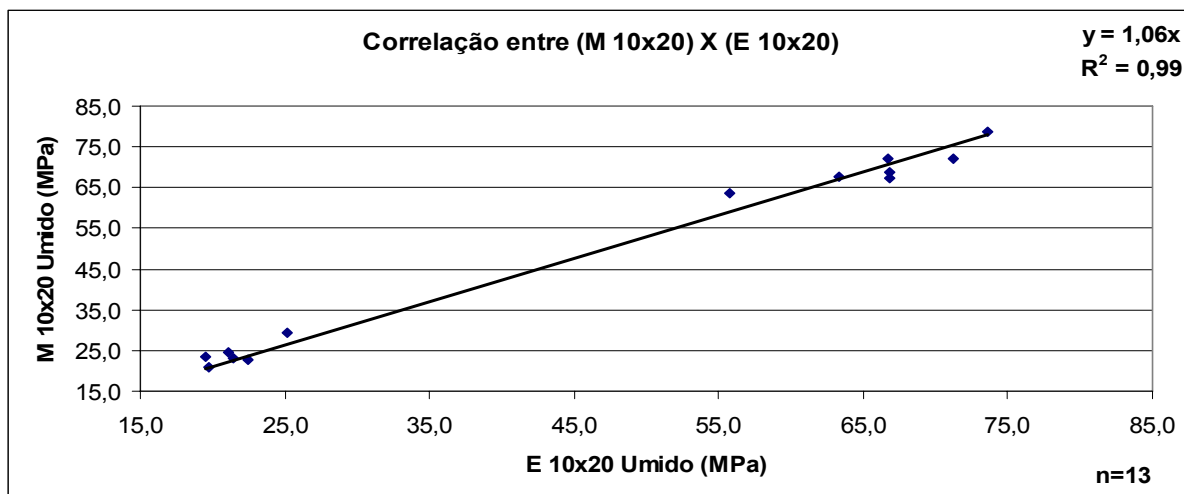


Gráfico 4.18- Correlação nº 08 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos

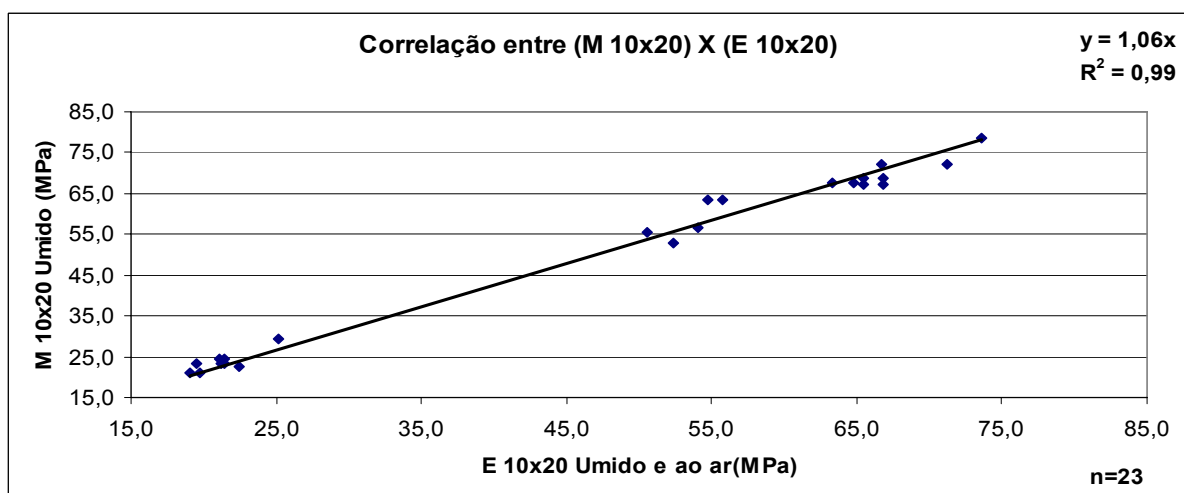


Gráfico 4.19- Correlação nº 09 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar

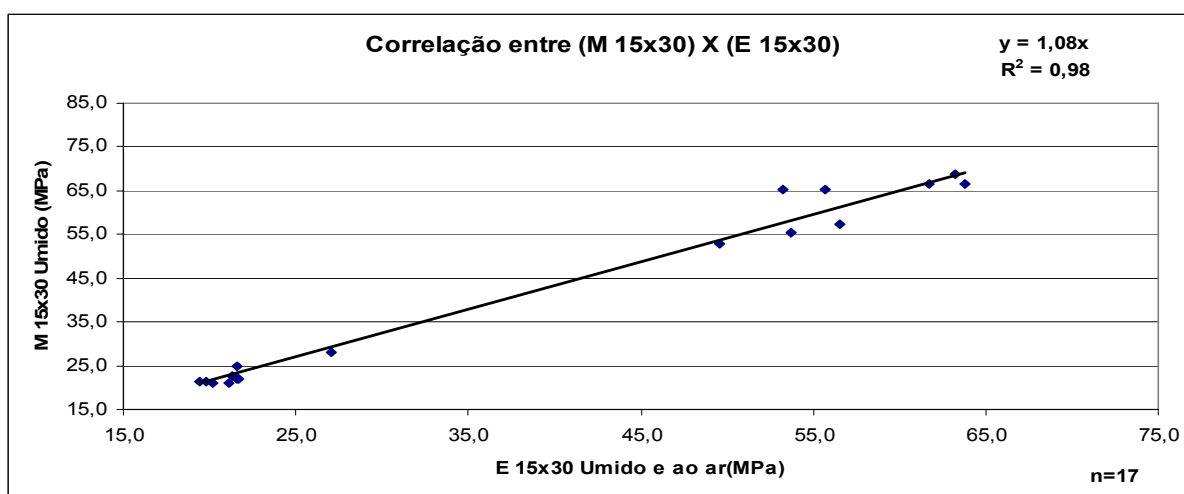


Gráfico 4.20- Correlação nº 10 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar

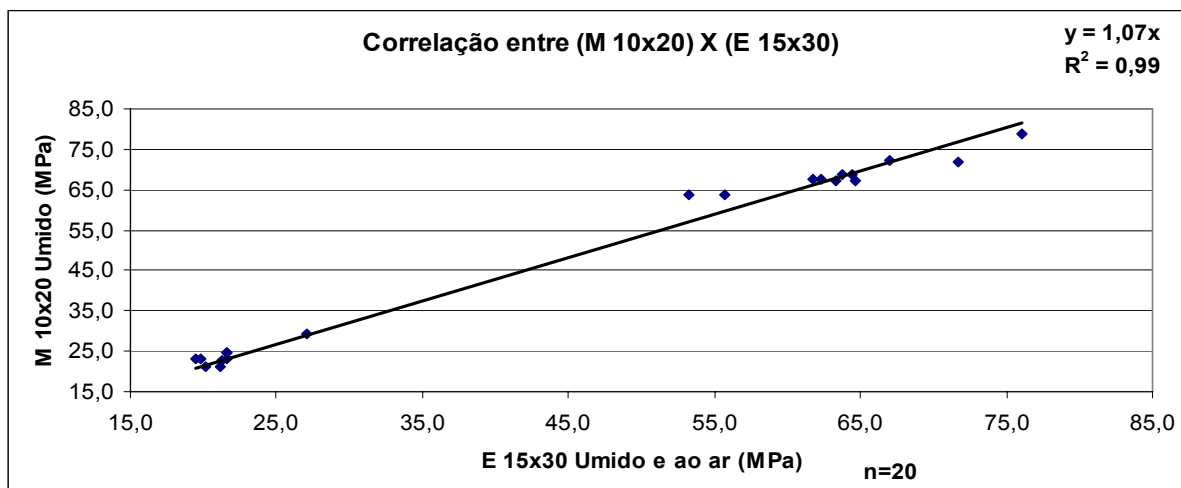


Gráfico 4.21- Correlação nº 11– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

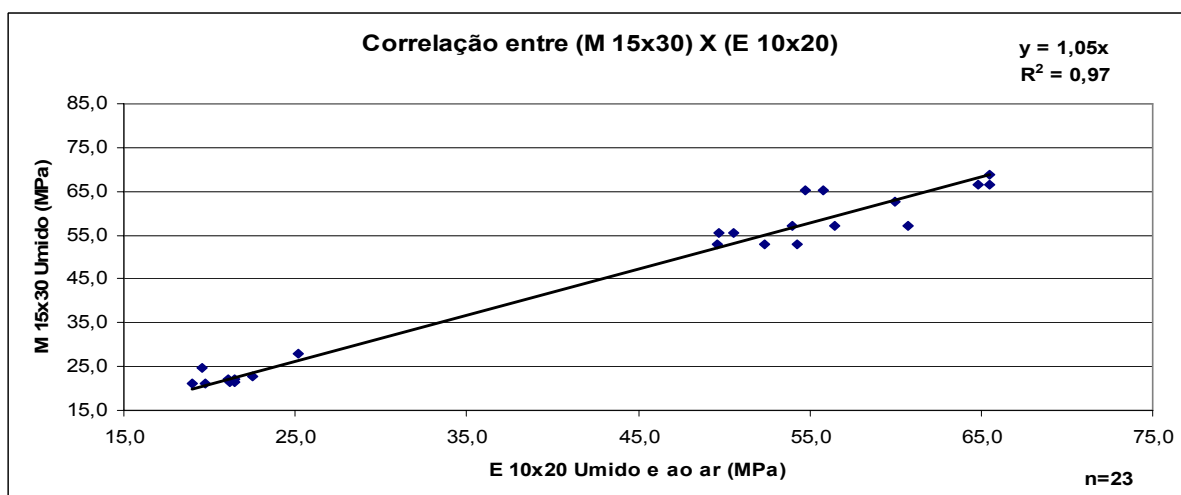


Gráfico 4.22- Correlação nº 12– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

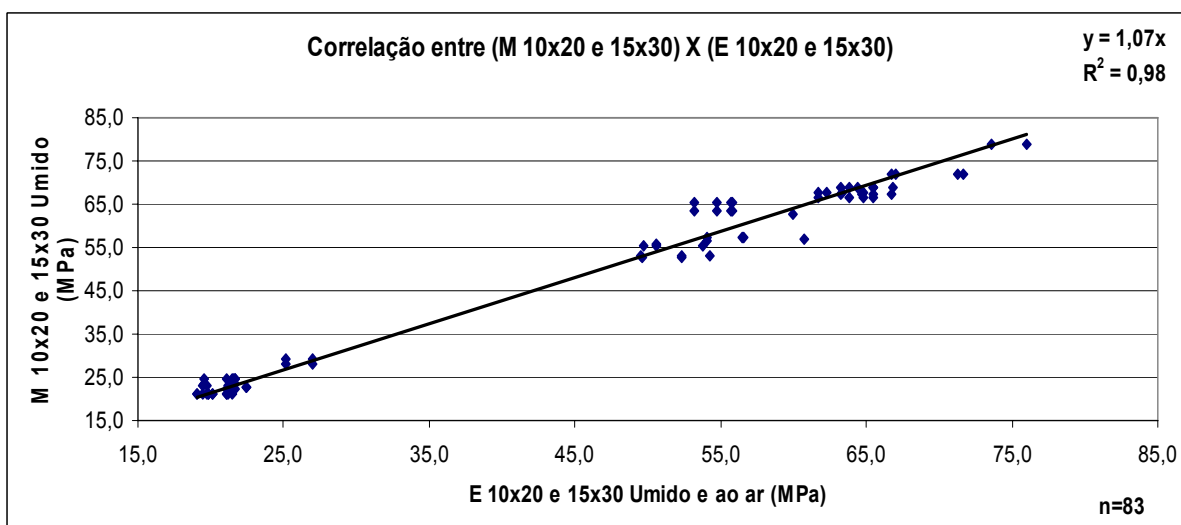


Gráfico 4.23- Correlação nº 13– geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) e 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 10cm x 20cm (E) e 15cm x 30cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

Analisando-se o conjunto de correlações e regressões obtidas observa-se que o coeficiente angular que representa o γ_{c2} varia entre 1,05 a 1,08. A **correlação geral**, considerada como **estatisticamente mais significativa para representar a relação** $R_{(ME)}$, apresentou o valor final de **1,07**, constante do Gráfico 4.23. Este valor encontrado é praticamente coincidente com o valor de 1,06 proposto pelo ACI 214.4R-203 em sua tabela 8-1, para ser multiplicado pela resistência dos testemunhos em face dos *danos do broqueamento*, único coeficiente indicado explicitamente, para tal fim, em normas nacionais e internacionais. De sua parte, a Concrete Society, considera como razoável que a resistência do testemunho seja de 5% a 7% inferior à resistência do corpo-de-prova moldado, sendo assim, de mesma ordem de grandeza. Por sua vez o CEB atribui o valor de 1,10 para a parcela γ_{c2} que representa a diferença da resistência do corpo-de-prova para a estrutura.

A NBR 6118:2003, admite, para verificação do estado limite último, no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor do γ_c por 1,1. Por sua vez, a versão anterior desta norma (NBR 6118:1978), no capítulo concernente à Aceitação da Estrutura, no que se refere aos ensaios especiais, recomendava a extração pelo menos 6 corpos-de-prova de 15cm de diâmetro, corrigindo-se os resultados dos ensaios de ruptura *em virtude dos efeitos do broqueamento*, sem, no entanto *especificar o coeficiente* para tal. Em parágrafo seguinte recomendava que o valor da *resistência característica* deveria ser *aumentado de 10% (ou 15%)*, dependendo da amostragem, por se tratar da resistência do concreto na própria estrutura. No presente estudo experimental o valor **1,07** representa estatisticamente o coeficiente de correção a ser aplicado para os efeitos do broqueamento na resistência dos testemunhos para comparação com os corpos-de-prova padronizados.

4.7 Análise dos resultados dos testemunhos de Φ 7,5cm; Φ 5cm e Φ 2,5cm

Como objetivo específico desta tese, procurou-se investigar a influência da redução dos diâmetros e do tamanho dos testemunhos extraídos, nos resultados de resistência à compressão, comparativamente com os corpos-de-prova padronizados pela normalização. Buscou-se verificar a possibilidade de utilização destes

testemunhos de menores dimensões, na avaliação de estruturas acabadas, pelas inúmeras vantagens decorrentes de sua prática, em comparação com a extração dos testemunhos de dimensões tradicionais. São elas: de causar menores danos à estrutura, de evitar o corte de armaduras, de reduzir o custo e facilitar: a extração, o transporte, o corte de suas faces, o armazenamento em laboratório, e, por fim, facilitar os ensaios de ruptura à compressão, possibilitando, inclusive, a utilização de prensas de menor capacidade de carga.

Conforme foi comentado no item 4.2 os resultados médios obtidos com esses testemunhos guardaram coerência com os testemunhos de 10cm x 20cm e 15cm x 30cm e com os corpos-de-prova moldados de referência, para as duas condições de cura, consideradas, como se pode verificar nos quadros 4.1 e 4.2 e nos respectivos gráficos representativos 4.1 a 4.10.

Com base na tabela 4.29, considerando as relações $R_{(M/E)}$ estatisticamente significativas, são apresentadas as correlações comparando-se os corpos-de-prova padrão de 10cm x 20cm e de 15cm x 30cm curados úmidos com os testemunhos de Φ 7,5cm; Φ 5cm e Φ 2,5cm, extraídos de blocos curados úmidos, de blocos curados ao ar, bem como a análise conjunta para os 2 tipos de corpo-de-prova e os 2 tipos de cura.

Seguem-se os respectivos gráficos correspondentes as 15 correlações obtidas – 5 para cada diâmetro de testemunho – excelentes correlações, todas ao nível de significância de 1% cujas análises constam do APÊNDICE I.

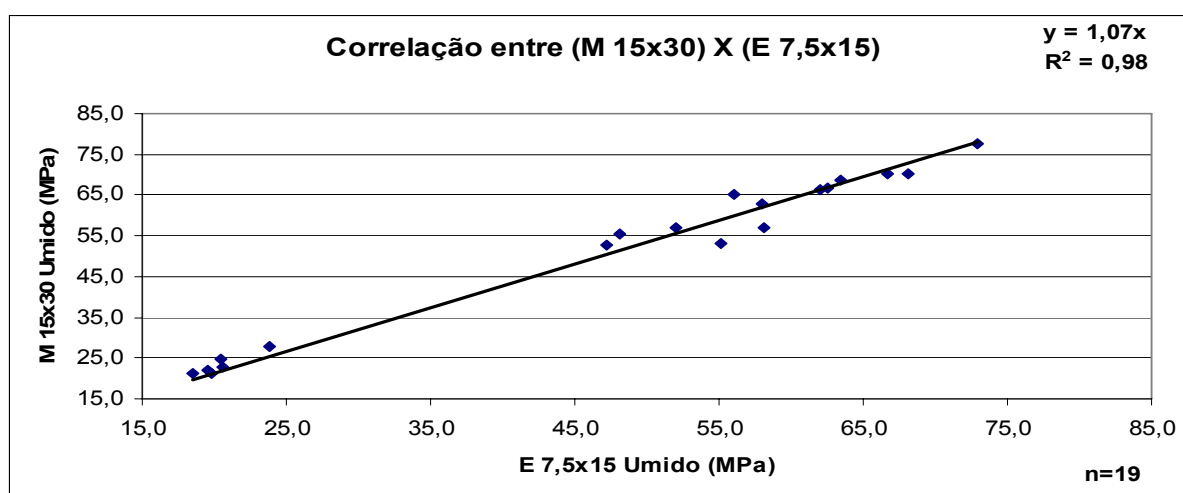


Gráfico 4.24- Correlação nº 14– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.

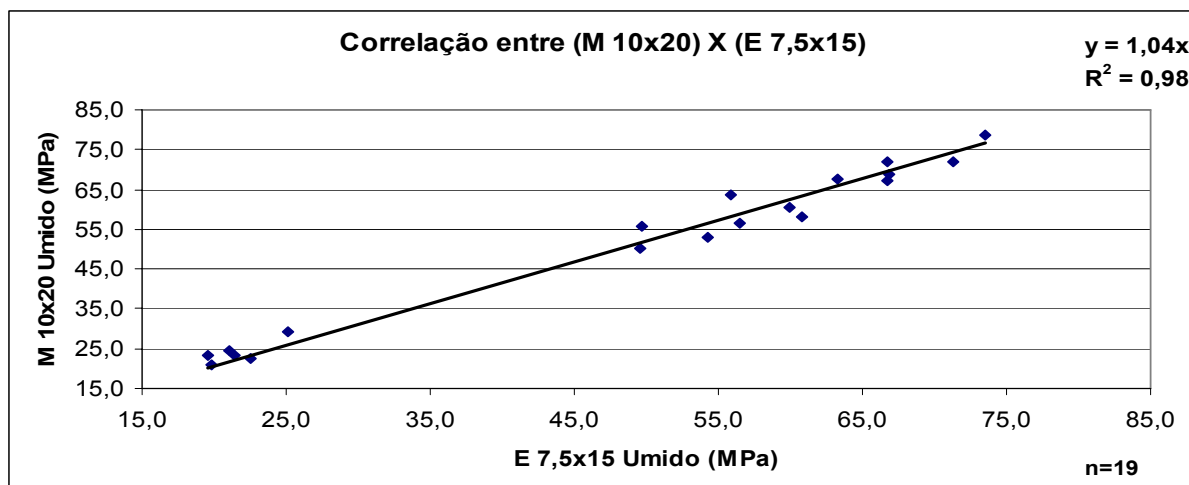


Gráfico 4.25- Correlação nº 15– geral para todos os concretos– resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.

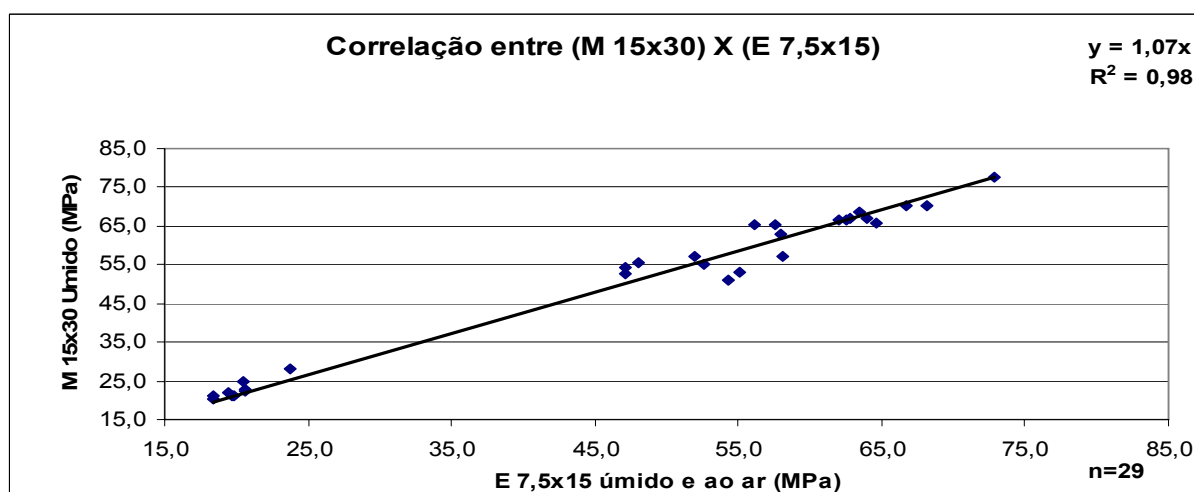


Gráfico 4.26- Correlação nº 16– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

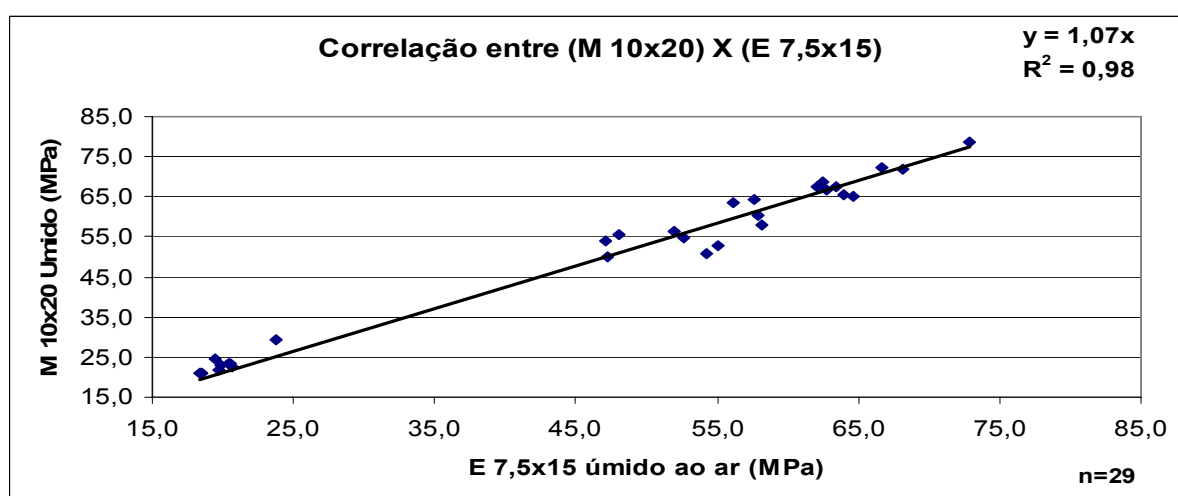


Gráfico 4.27- Correlação nº 17– geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

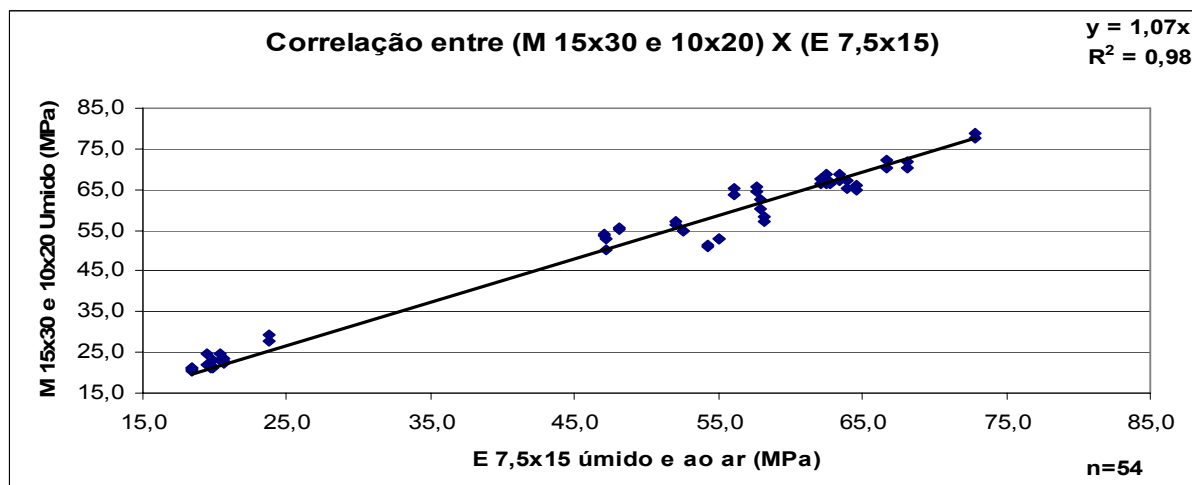


Gráfico 4.28- Correlação nº 18 – geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) e 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 7,5cm x 15cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

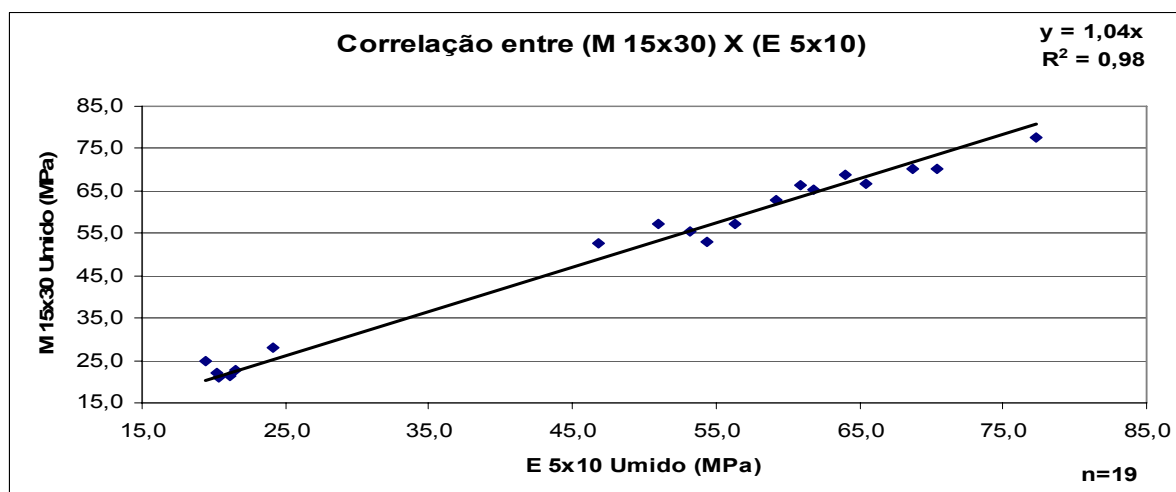


Gráfico 4.29- Correlação nº 19 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.

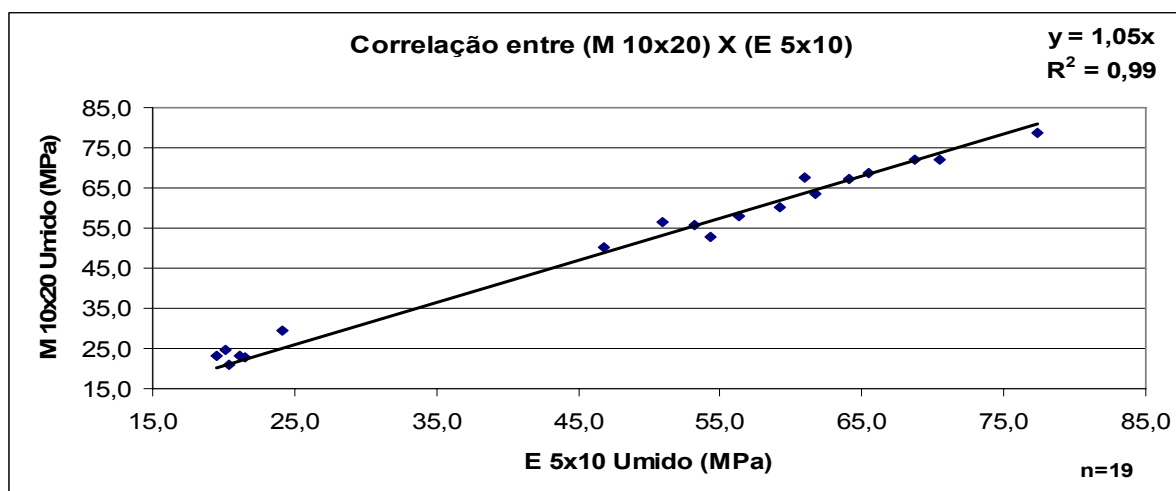


Gráfico 4.30- Correlação nº 20 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos.

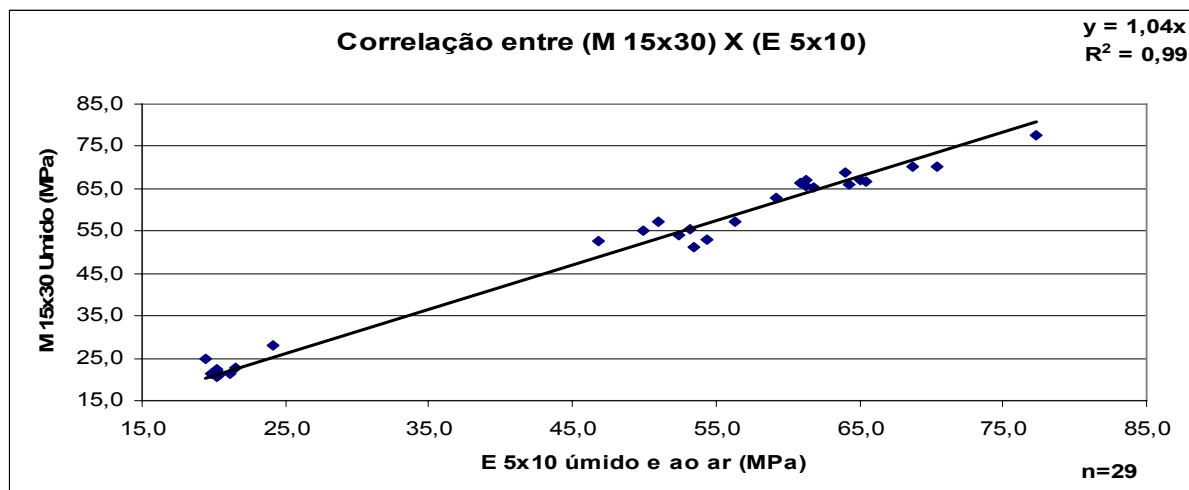


Gráfico 4.31- Correlação nº 21 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

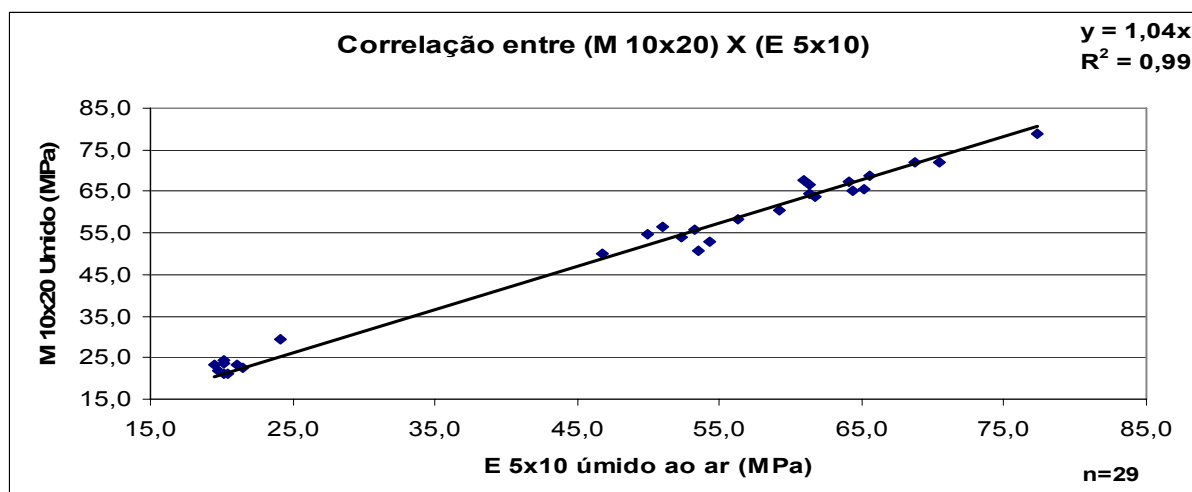


Gráfico 4.32- Correlação nº 22 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

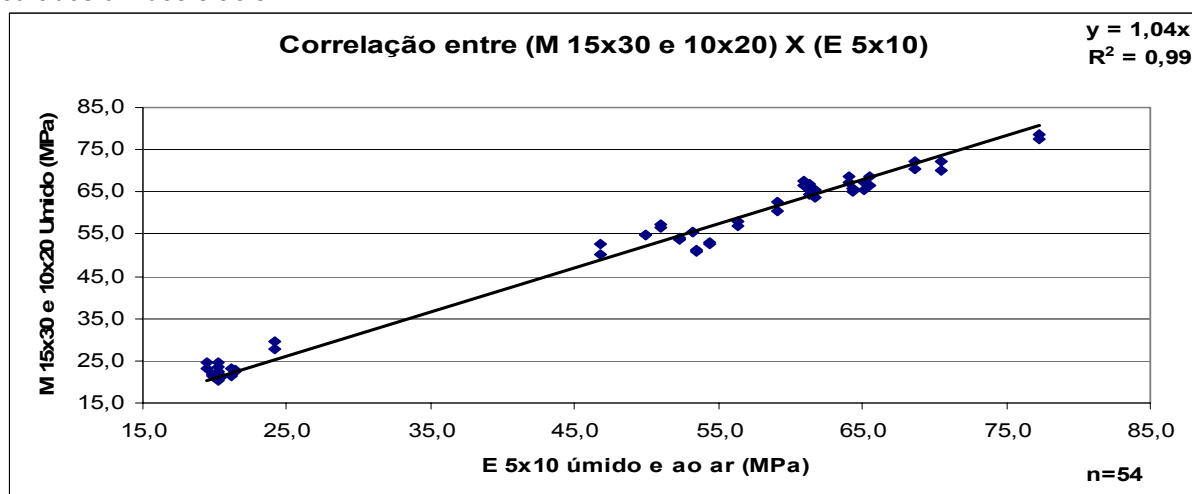


Gráfico 4.33- Correlação nº 23 – geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) e 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 5cm x 10cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar.

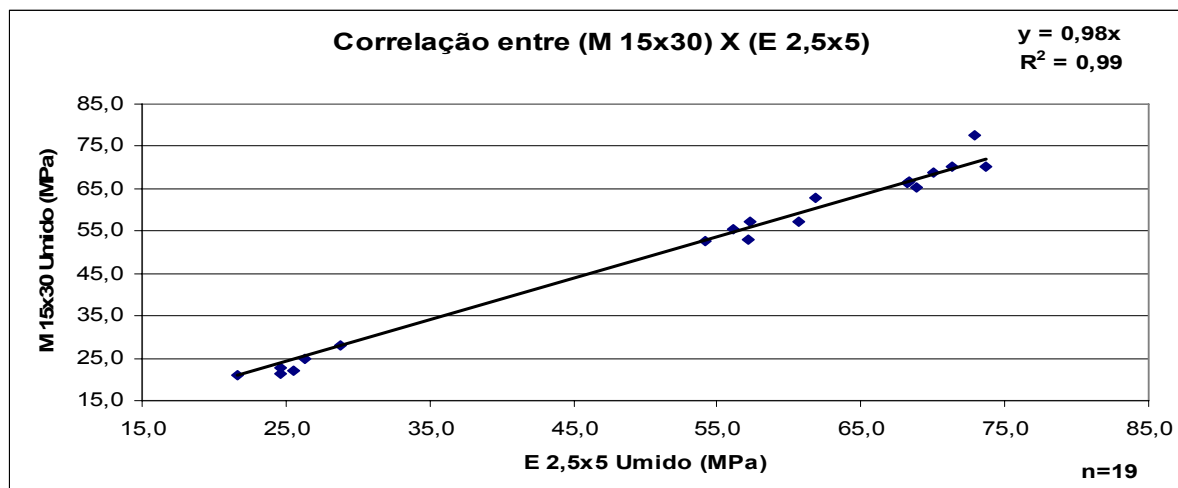


Gráfico 4.34- Correlação nº 24 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos

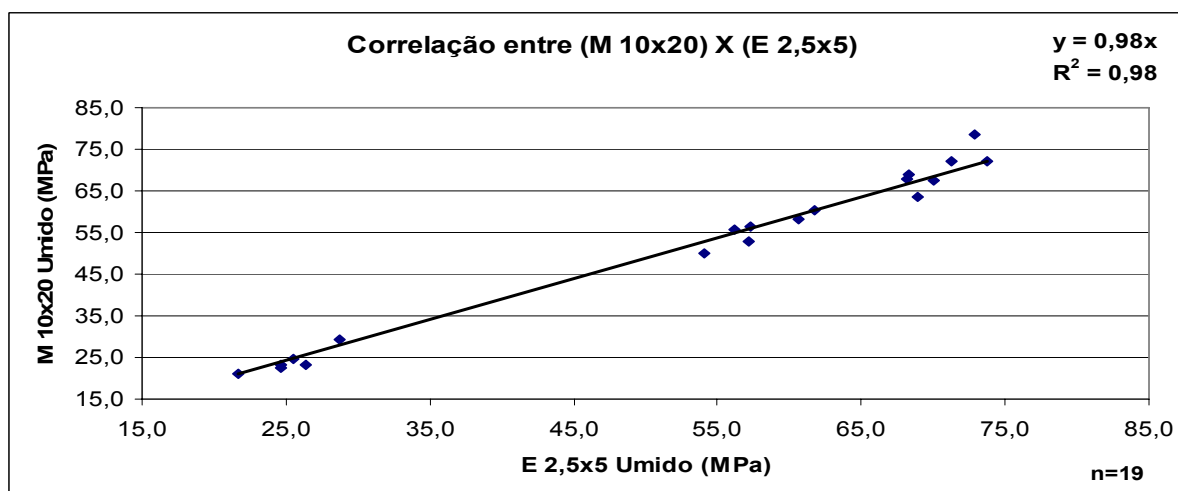


Gráfico 4.35- Correlação nº 25 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos

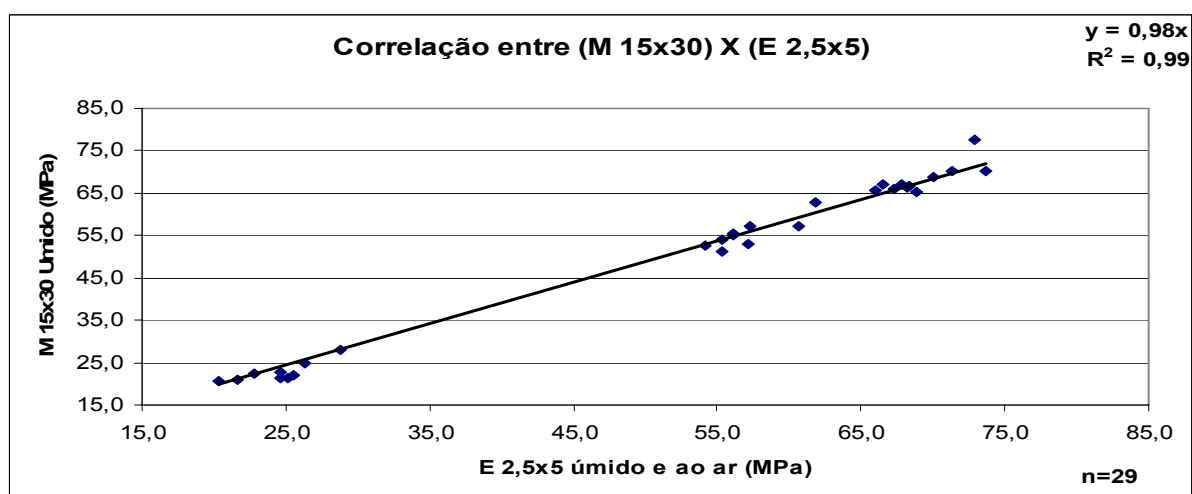


Gráfico 4.36- Correlação nº 26 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar

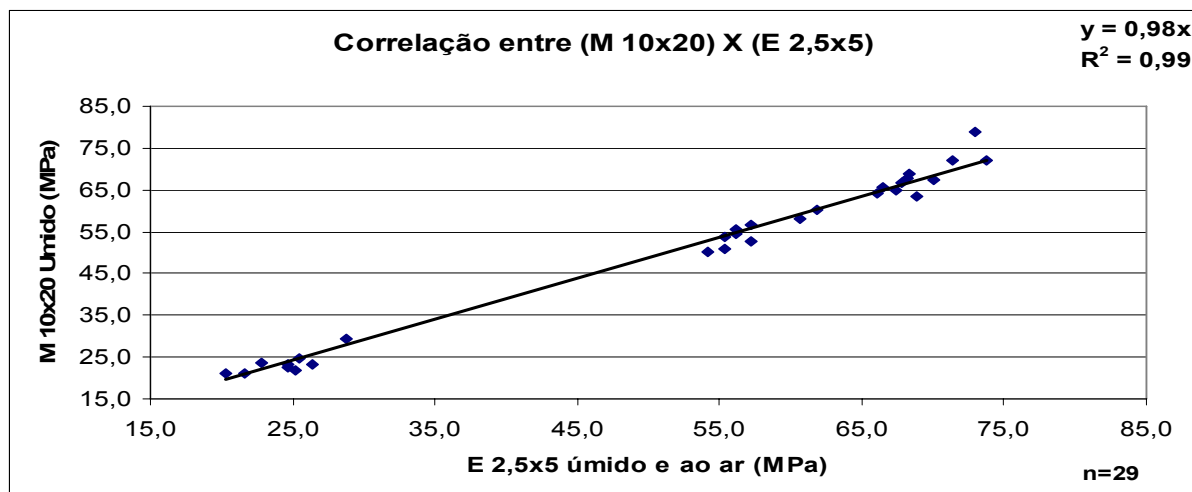


Gráfico 4.37- Correlação nº 27 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar

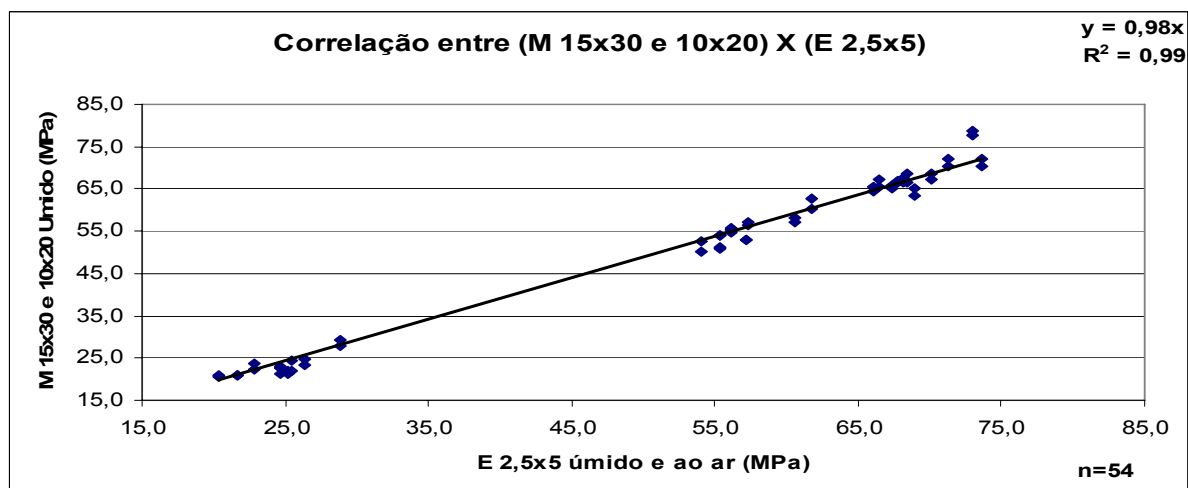


Gráfico 4.38- Correlação nº 28 – geral para todos os concretos – conjunta das resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) e 10cm x 20cm (M) x resistência média de testemunhos de 2,5cm x 5cm (E) obtidas de blocos curados úmidos e ao ar

Adotam-se para relações $R_{(M/E)}$, como estatisticamente significativos mais prováveis os valores obtidos nas correlações gerais, respectivamente de **1,07** referente ao Φ 7,5cm de **1,04** para o Φ 5cm e de **0,98** para o Φ 2,5cm. conforme enfocado no item 4.2 os testemunhos Φ 2,5cm apresentam resistências médias levemente superiores quando comparados com os corpos-de-prova padrão.

Analisando-se esses resultados finais, obtidos ao nível de significância de 1%, observa-se que os mesmos guardam coerência, predominando, conforme o comentado no item 4.2, o efeito volume, ou seja, o de menor chance de ocorrência de pontos fracos nos testemunhos de menor volume. Assim, nitidamente se evidencia a viabilidade da utilização desses pequenos testemunhos na avaliação de

estruturas acabadas. Por oportuno, Hostalet e Aranda²⁰⁹, Bocca e Indelicato²¹⁰, Fuente²¹¹ e Da Silva²¹², realizando experimentos com minitestemunhos correlacionados com testemunhos e corpos-de-prova padrão de diâmetros de 10cm e de 15cm obtiveram boas correlações.

4.8 Análise da influência do processo de cura

Na tabela 4.31 seguinte encontra-se o resumo das relações $R_{(u/a)}$, entre as resistências médias dos corpos-de-prova padrão curados úmidos por 28 dias e as respectivas resistências médias dos corpos-de-prova curados ao ar e entre testemunhos obtidos de blocos submetidos a cura úmida por cerca de 23 dias pelos testemunhos obtidos de blocos curados ao ar, com paridade de dimensões. Esta tabela é resultante das tabelas 4.21 a 4.25 para os diversos níveis de f_{ck} , que por sua vez resumem as análises de variâncias e de diferenças entre as médias constantes do APÊNDICE B.

Tabela 4.31 - Resumo das relações $R_{(u/a)}$, para corpos-de-prova moldados (M) e testemunhos extraídos (E) de iguais dimensões.

Lote f_{ck}	$R_{u/a} = f_{c(M,E)u} / f_{c(M,E)a}$						
	M(15x30)	M(10x20)	E(15x30)	E(10x20)	E(7,5x15)	E(5x10)	E(2,5x5)
01 20MPa	1,15	1,17	1,05*	1,05*	1,05*	1,05	1,10
02 50MPa	1,01*	1,02*	1,03*	1,05	1,03*	1,03*	1,04
03 70MPa	1,00*	1,02*	1,08	1,04	1,03*	1,07	1,10
04 65MPa 28 dias	1,00*	0,99*	1,05*	1,02*	0,97*	0,97*	1,03*
04 65MPa 90 dias	1,00*	1,02*	1,00*	0,98*	1,01*	0,99*	1,01

Observando-se a tabela 4.31 verifica-se que as relações $R_{(u/a)}$ para os corpos-de-prova padronizados são estatisticamente significativas apenas para a faixa de resistência de **20MPa** com valor médio de **1,16**. Para os concretos de **50MPa**; **70MPa** e **65MPa** as diferenças entre as relações médias não foram estatisticamente significativas, com valor médio de **1,01** para a relação $R_{(u/a)}$ não se confirmando a hipótese experimental de diferença entre as médias para esse nível de amostragem,

ou seja, mostrando a não influência da cura úmida nos corpos-de-prova padrão para esses concretos.

Nos gráficos 4.39 e 4.40 que se seguem, constam as correlações $R_{(u/a)}$, gerais para todos os concretos, entre as resistências médias dos corpos-de-prova moldados de 15cm x 30cm curados úmidos e ao ar, e, analogamente, para os corpos-de-prova de 10cm x 20cm; significativas ao nível de 1%. Os respectivos coeficientes angulares são iguais a 1,00 e 1,02, uma vez que as médias correspondentes são consideradas estatisticamente iguais.

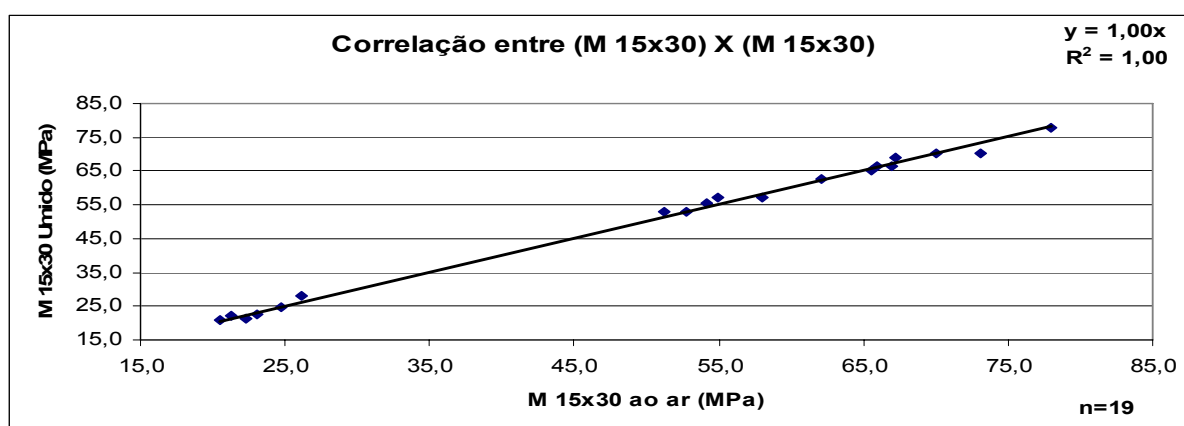


Gráfico 4.39- Correlação nº 29 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados úmidos x resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados ao ar

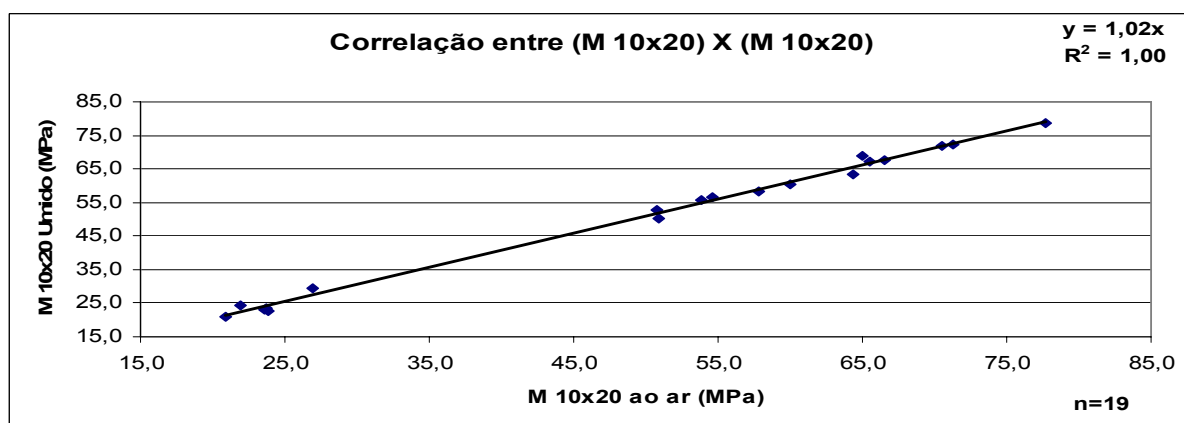


Gráfico 4.40- Correlação nº 30 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados úmidos x resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados ao ar

Com referência aos testemunhos extraídos de mesmas dimensões, essa relação $R_{(u/a)}$ foi significativa em 8 das 15 relações, para os concretos com maior amostragem; respectivamente 2 para o de 20MPa, 2 para o de 50MPa e 3 para o de 70MPa. Para o concreto de 20MPa o valor médio de $R_{(u/a)}$ referente aos

testemunhos foi de **1,08**, para o concreto de 50MPa o valor médio foi de 1,05 e para o de 70MPa o valor médio foi de 1,07.

Interpreta-se a redução dessa relação média de **1,16**, entre os corpos-de-prova para **1,08**, entre os testemunhos, referente ao concreto de **20MPa**, em face da perda de água ser menor para os blocos moldados em relação aos corpos-de-prova padrão, ambos expostos ao ar, por um período de 28 dias nas condições termohigrométricas ambientais.

No tocante à relação $R_{(ME)}$ entre as resistências médias dos corpos-de-prova padrão curados úmidos para os testemunhos extraídos de blocos curados ao ar, o seu crescimento, em relação a essa mesma relação $R_{(ME)}$ referente aos testemunhos extraídos de blocos curados úmidos, é explicado, de forma análoga, pela menor perda d'água para esses últimos blocos. A propósito, no item 4.2 verificou-se que o $R_{(ME)}$ passou de **1,07** nos blocos curados úmidos para **1,11** nos blocos curados ao ar, para o concreto de **20MPa**, e, respectivamente, de **1,05** para **1,10** referente ao concreto de **70MPa**.

Vale registrar a coerência observada nesta pesquisa experimental, nos resultados dos ensaios, nos parâmetros calculados decorrentes dos mesmos e nas correlações obtidas, quando se realizam as diversas análises cruzadas, ora variando-se os níveis de resistência do concreto, ora os diâmetros dos corpos-de-prova padrão e dos testemunhos ora as condições de cura.

Por fim, em análise complementar, com base na tabela 4.30, referentes a corpos-de-prova padrão curados ao ar, observa-se, como referido no item 4.5, que as relações médias do $R_{(ME)}$ são de mesma ordem de grandeza para as 2 condições de cura dos corpos-de-prova de referência não havendo assim influência nos efeitos do broqueamento.

4.9 Análise da influência da idade de ruptura

Para o lote nº 04 suplementar referente a 65MPa, moldado no canteiro-de-obras do edifício Sansara, foi prevista uma amostragem, embora reduzida, para ruptura aos 90 dias, também considerando-se os 2 tipos de cura. Esses resultados são apresentados nas tabelas 4.12 a 4.15 que resumem os testes de análises de

variância e de diferença entre as médias constantes do APÊNDICE B, bem como nas tabelas 4.26 e 4.32.

Observando-se a tabela 4.32 a seguir, verifica-se, para as relações estatisticamente significativas, tomando-se os valores médios para a relação $R_{(90d/28d)}$, uma tendência de crescimento da mesma, que pode ser explicada pela menor perda de água por unidade de massa para os blocos em relação aos corpos-de-prova.

Tabela 4.32 - Resumo das relações entre as resistências $R_{(90d/28d)}$ para corpos-de-prova moldados (M) e testemunhos extraídos de iguais dimensões

Lote f_{ck}	$R_{(90d/28d)} = f_{c(M,E)90d} / f_{c(M,E)28d}$													
	CP Moldados (M)				Testemunhos Extraídos (E)									
	curados úmidos		curados ao ar		curados úmidos					curados ao ar				
	15x30	10x20	15x30	10x20	15x30	10x20	7,5x15	5x10	2,5x5	15x30	10x20	7,5x15	5x10	
04 65MPa	1,06	1,09	1,06	1,05	1,11	1,18	1,18	1,02	1,05	1,15	1,22	1,13	1,02	

Quanto a influencia da idade nas relações $R_{(M/E)}$, confrontando-se as tabelas 4.12 com a 4.14 (cura úmida), e 4.13 com 4.15 (cura ao ar) verifica-se uma tendência de redução desta relação, explicada pelo maior crescimento da resistência dos blocos, em relação a dos corpos-de-prova, principalmente os curados ao ar, pela mesma razão exposta acima.

4.10 Análise da relação $R_{(\phi_{15}/\phi_{10})} = f_{c\phi_{(15x30)}} / f_{c\phi_{(10x20)}}$

Foi apresentado nas tabelas 4.26 e 4.27, um resumo das análises de variância e de diferença entre as médias e das relações $f_{c\phi_{15}} / f_{c\phi_{10}}$, referentes aos corpos-de-prova padrão e aos testemunhos extraídos, para os 2 tipos de cura e para as idades de 28 dias e 90 dias, efetuadas no APÊNDICE B.

Para os corpos-de-prova padrão moldados, de 15cm x 30cm e 10cm x 20cm, em 100% dos casos, quer variando o tipo de cura, quer para as idades de 28 e 90 dias, não se confirmou a hipótese experimental de diferença entre as médias, ao nível de amostragem estudado, resultando em igualdade, com valor médio para $R_{(\phi_{15}/\phi_{10})(M)} \cong 1,00$ observado nas tabelas 4.27 e 4.28 já apresentadas.

Analogamente, para essas relações referentes aos testemunhos, também, para a expressiva maioria, resultou a hipótese de igualdade das médias, com valor final médio, abrangendo os 2 tipos de cura e idades de 28 e 90 dias, $R_{(\phi 15/\phi 10)(E)}=0,98$.

Esses resultados estão em acordo com diversos pesquisadores e possibilitam as análises cruzadas realizadas nos itens 4.5 e 4.6 nas correlações e quantificação da relação $R_{(M/E)}$ correspondente aos efeitos do broqueamento sobre os testemunhos com essas dimensões.

As respectivas correlações $R_{(\phi 15/\phi 10)(E)}$ referidas aos corpos-de-prova moldados e curado úmido (Gráfico 4.41); curado ao ar (Gráfico 4.42) e aplicados aos testemunhos extraídos de blocos curados úmidos (Gráfico 4.43) e extraídos de blocos curados ao ar (Gráfico 4.44) são apresentados a seguir com coeficiente angular de ordem de grandeza unitário.

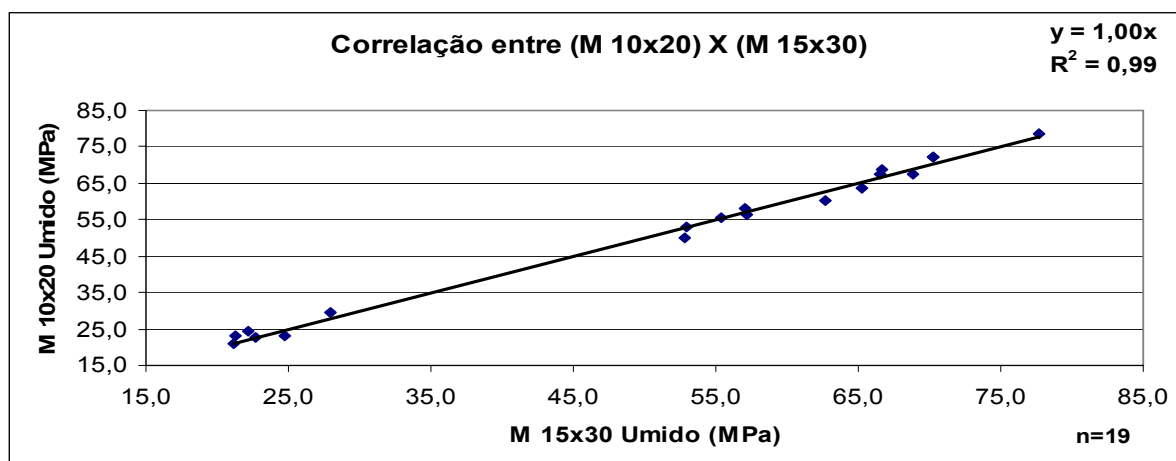


Gráfico 4.41- Correlação nº 31 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados úmidos x resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados úmidos.

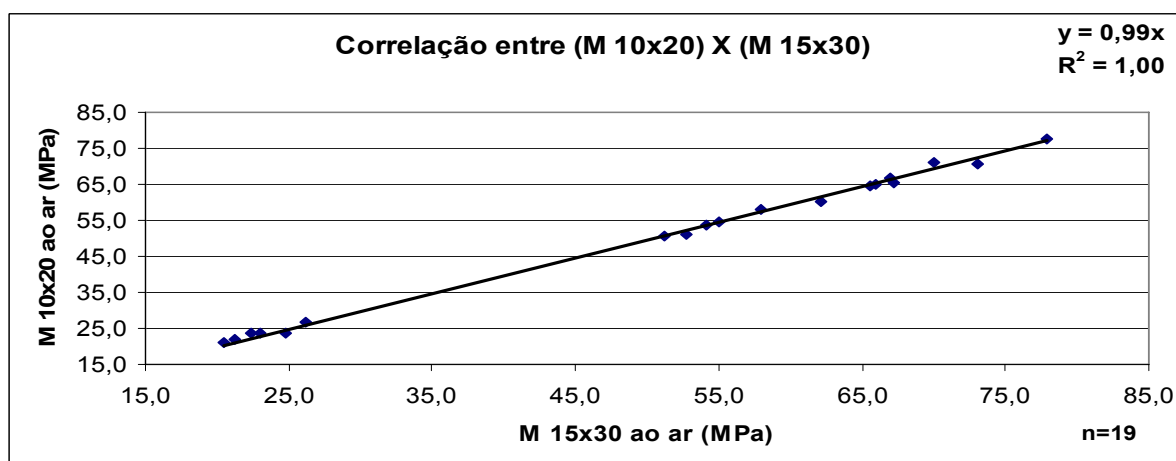


Gráfico 4.42- Correlação nº 32 – geral para todos os concretos – resistências médias dos CP padrão de 10cm x 20cm (M) curados ao ar x resistências médias dos CP padrão de 15cm x 30cm (M) curados ao ar.

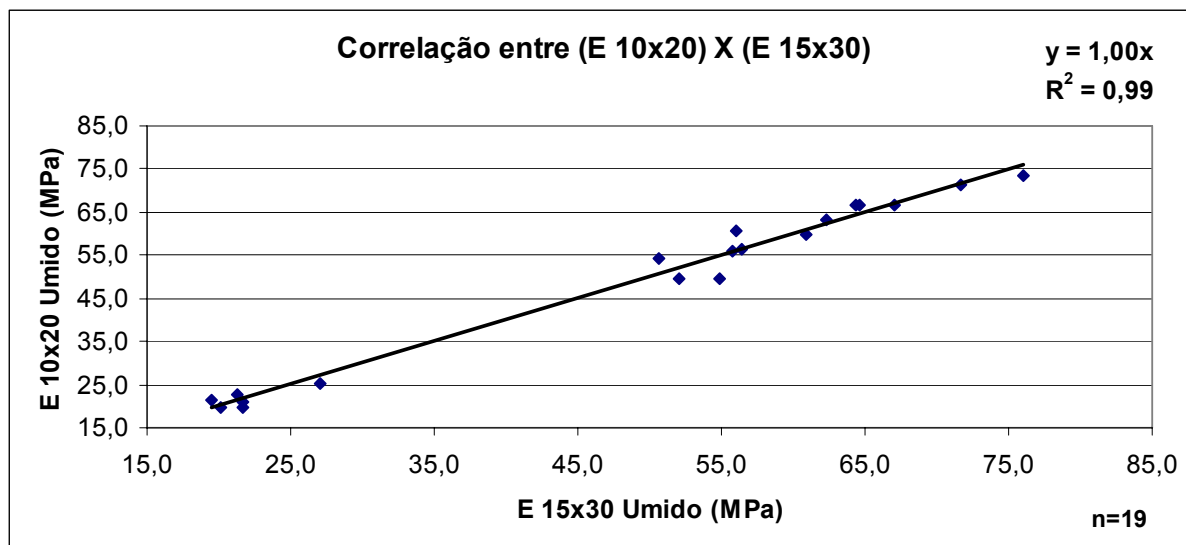


Gráfico 4.43- Correlação nº 33 – geral para todos os concretos – resistências médias dos testemunhos de 10cm x 20cm (E) x resistências médias dos testemunhos de 15cm x 30cm (E) curados úmidos.

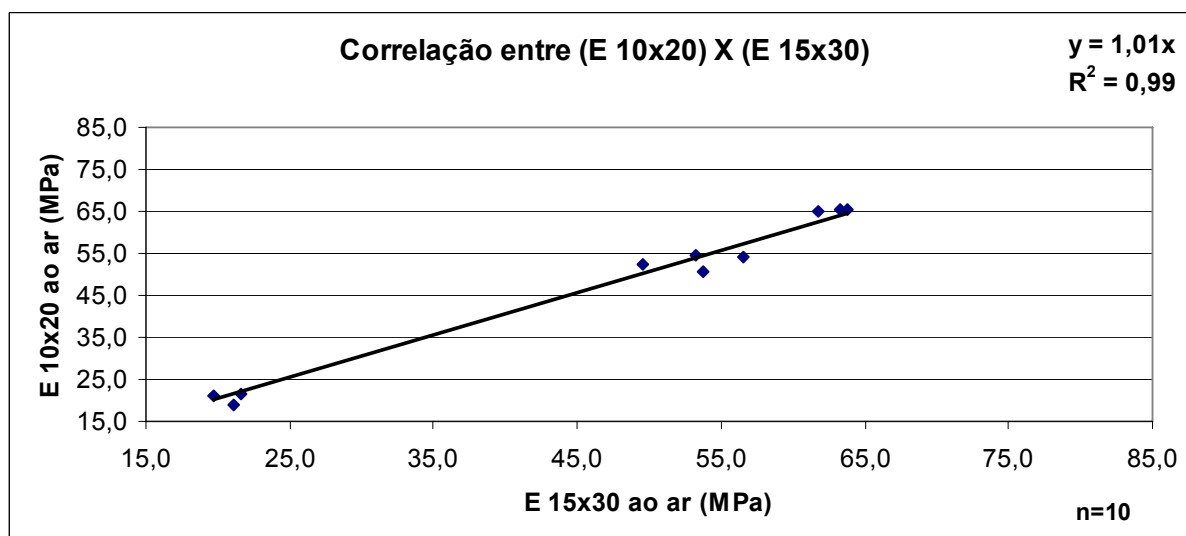


Gráfico 4.44- Correlação nº 34 – geral para todos os concretos – resistências médias dos testemunhos extraídos de 10cm x 20cm (E) x resistências médias dos testemunhos extraídos de 15cm x 30cm (E) curados ao ar.

4.11 Análise dos resultados dos ensaios complementares

Os ensaios complementares: de massa específica aparente, de dureza esclerométrica e de velocidade ultrassônica foram realizados com vistas a fornecer subsídios, quanto à compatibilidade dos resultados dos ensaios efetuados com os moldados e testemunhos extraídos dos blocos de concreto. Seus resultados são apresentados nos APÊNDICES D, E, e F respectivamente.

No Quadro 4.3 seguinte, constam os resultados médios, por bloco ensaiado, do *índice esclerométrico* (I.E.), da *velocidade ultrassônica* (v), da *massa específica* (ρ), e da *resistência correspondente* (f_c), estes dois últimos parâmetros obtidos pela média dos respectivos testemunhos de 10cm x 20cm extraídos.

Observando-se o conjunto dos resultados verifica-se que os mesmos guardam coerência entre si e com os resultados de ruptura à compressão dos corpos-de-prova de referência e testemunhos extraídos para os diversos níveis de resistências dos concretos.

Para melhor retratar essa compatibilidade dos resultados apresentam-se a seguir os Gráficos 4.45 a 4.47 das correlações obtidas cruzando-se os resultados de resistência à compressão dos testemunhos de 10cm x 20cm (f_c), com a massa específica aparente dos mesmos (ρ), com o índice esclerométrico (I.E.) e com a velocidade ultrassônica (v) aplicados ao bloco. É apresentada ainda no Gráfico 4.48 a correlação entre a massa específica (ρ) e o índice esclerométrico (I.E.). Para a velocidade ultrassônica foi ainda verificado o aumento do tempo de percurso da onda ultrassônica com a conseqüente redução da velocidade, ao se ensaiar os blocos de concreto também na direção da linha de furos resultantes dos testemunhos extraídos. Esses dados são apresentados no Quadro 4.4 seguinte.

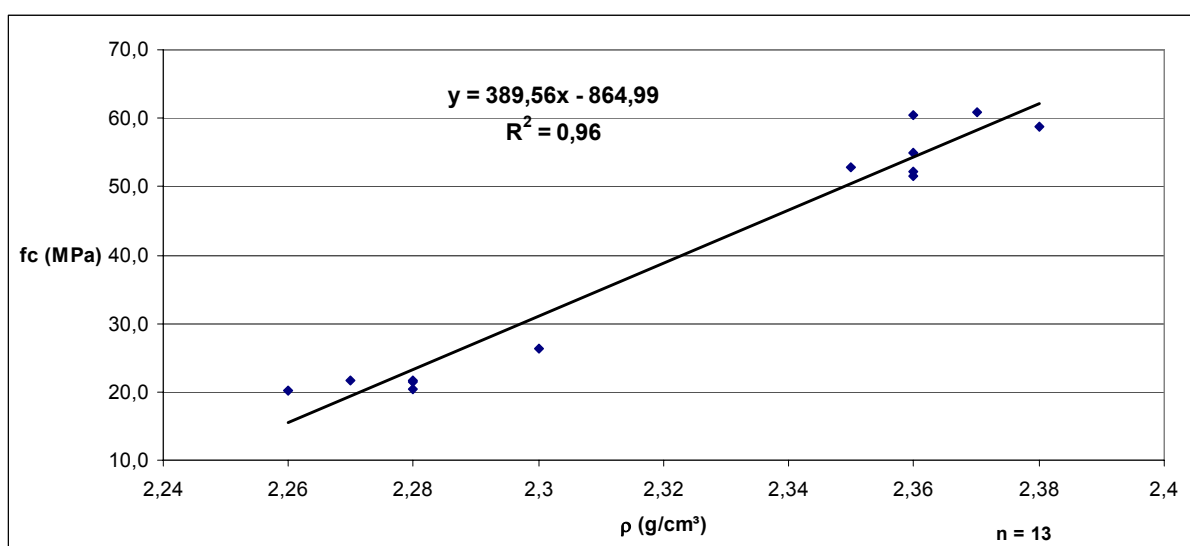


Gráfico 4.45- Correlação nº 35 – resistência à compressão (f_c) x massa específica aparente (ρ), valores médios por evento de moldagem

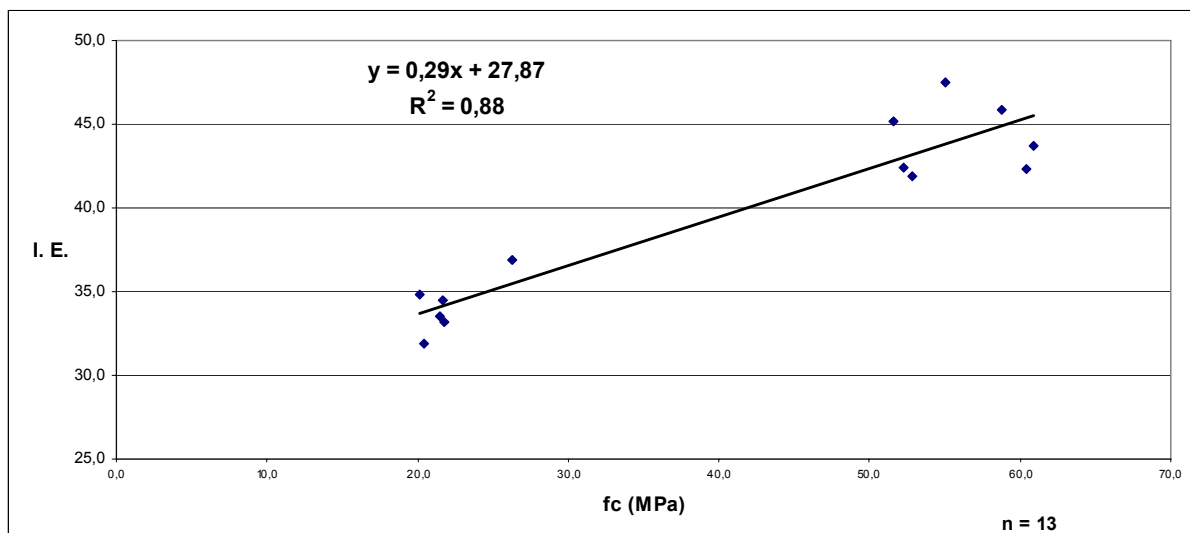


Gráfico 4.46– Correlação n°36 – índice esclerômtrico (I. E.) x resistência à compressão (f_c), valores médios por evento de moldagem.

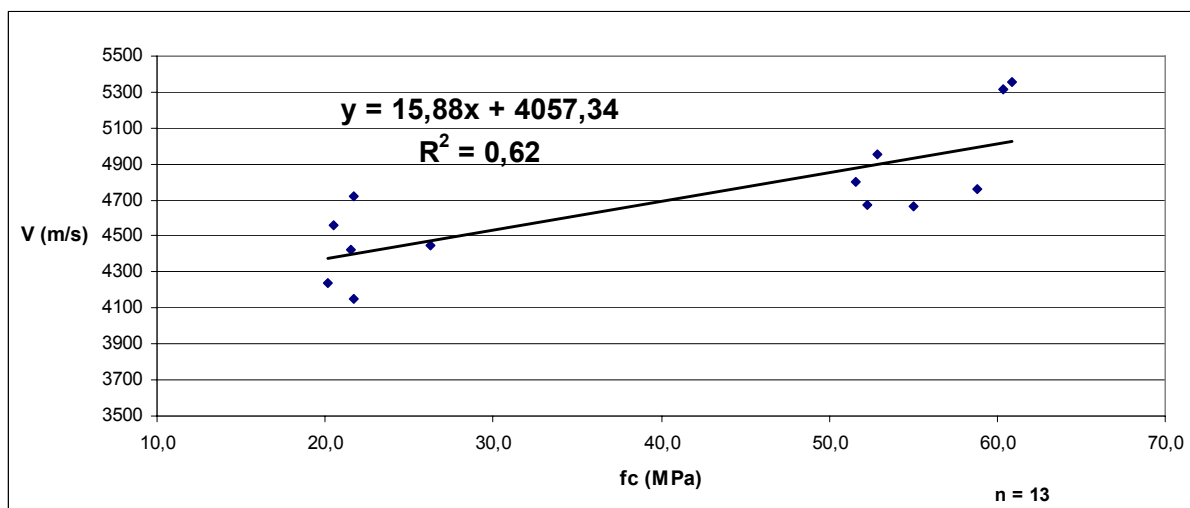


Gráfico 4.47- Correlação n° 37– velocidade ultrassônica (v) x resistência à compressão (f_c), valores médios por evento de moldagem.

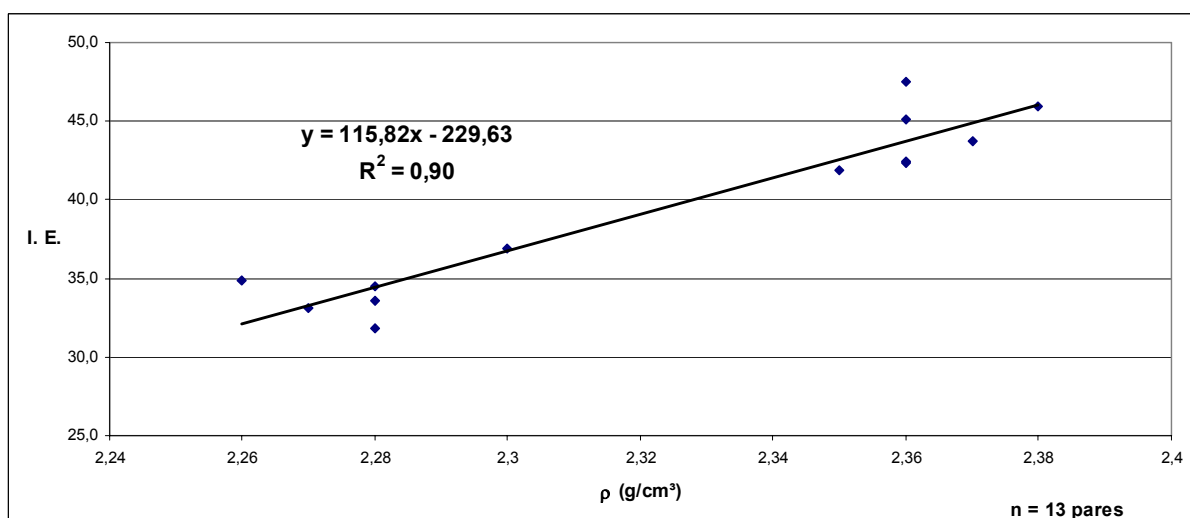


Gráfico 4.48- Correlação n° 38 – índice esclerômtrico (I. E.) x massa específica aparente (ρ), valores médios por evento de moldagem.

nº de Pares	Lote nº f_{ck}	Evento de Moldagem	Bloco	idade (dias)	f_c (MPa) Média dos Testemunhos Extraídos (E)	f_c (MPa) Média por evento	ρ (g/cm³) Massa Específica Aparente Média (M+E)	ρ (g/cm³) Média por evento	V (m/s) Velocidade Ultrassônica	V (m/s) Média por evento	I.E. Índice de dureza Esclerométrica	I. E. Média por Evento	
1	1 20MPa	1	B1U	28	20,1	20,5	2,28	2,28	4792	4563	31,2	31,9	
2			B1XU		20,2		2,28		4630		31,2		
3			B1XA		21,1		2,28		4269		33,2		
4		2	B2U		21,4	21,5	2,28	2,28	4686	4424	34,9	33,6	
5			B2XU		21,6		2,28		4162		32,2		
6		3	B3XA		21,7	21,7	2,28	2,28	5466	4718	37,7	34,5	
7					B3A		21,9		2,28		4636		33,8
8					B3U		21,6		2,28		4608		31,9
9					B3XU		21,6		2,28		4160		33,9
10		4	B4U		25,6	26,3	2,30	2,30	4800	4446	33,9	36,9	
11					B4XU		27,0		2,30		4092		39,9
12		5	B5A		21,1	20,1	2,26	2,26	4757	4235	33,6	34,9	
13					B5XA		19,8		2,26		3921		36,1
14					B5XU		19,5		2,26		4028		32,7
15		6	B6U		22,2	21,75	2,27	2,27	3864	4149	32,7	33,2	
16					B6XU		21,3		2,27		4435		33,6
17	2 50MPa	1	C1A	28	53,1	55,1	2,36	2,36	4451	4668	49,7	47,5	
18			C1XA		56,7		2,36		4112		47,2		
19			C1U		54,0		2,36		5422		45,7		
20			C1XU		56,4		2,36		4685		42,9		
21		2	C2U		49,6	51,6	2,36	2,36	5188	4804	42,9	45,2	
22					C2XU		53,6		2,36		4420		47,4
23		3	C3A		51,2	52,85	2,35	2,35	5254	4952	41,4	41,9	
24					C3XA		53,8		2,35		4261		41,6
25					C3U		51,6		2,35		5577		42,6
26		4	C3XU		54,8	60,4	2,35	2,36	4717	5316	43,0	42,4	
27					C4U		59,9		2,36		5664		41,7
28		5	C4XU		60,9	52,2	2,36	2,36	4967	4673	40,1	42,4	
29					C5A		54,1		2,36		5484		42,3
30					C5U		54,6		2,36		4271		44,9
31					C5XA		49,6		2,36		4335		45,9
32		6	C5XU		50,6	58,8	2,36	2,38	4601	4763	45,9	45,9	
33	C6U			58,8	2,38		4763		44,0				
34	4 65MPa	1	E1U	28	60,9	60,9	2,38	2,37	5234	5353	44,0	43,8	
35			E1U		60,9		2,36		5472		43,5		

Quadro 4.3- Resumo dos resultados dos ensaios complementares e correspondentes f_c (MPa) para os gráficos de correlações

LOTE	Evento	Idade (dias)	Ensaio (n°)	BLOCO	Direção do ensaio	Tempo ($\mu\text{s} = 10^{-6}\text{s}$)	Ensaio n°	Bloco	Direção do ensaio	Tempo ($\mu\text{s} = 10^{-6}\text{s}$)
1 20 MPa	1	28	1	B1U	Bloco compacto	302,6	36	B1U - CF	Linha de furos	385,0
		28	2	B1XU		162,0	37	B1XU - CF		213,0
		28	3	B1XA		175,7	38	B1XA - CF		200,6
	2	28	4	B2U		309,4	39	B2U - CF		386,4
		28	5	B2XU		180,2	40	B2XU - CF		203,7
	3	28	6	B3XA		137,2	41	B3XA - CF		194,3
		28	7	B3A		312,8	42	B3A - CF		407,7
		28	8	B3U		314,7	43	B3U - CF		369,2
		28	9	B3XU		180,3	44	B3XU - CF		209,6
	4	28	10	B4U		302,1	45	B4U - CF		362,7
		28	11	B4UX		183,3	46	B4UX - CF		204,4
	5	28	12	B5A		304,8	47	B5A - CF		387,1
		28	13	B5XA		191,3	48	B5XA - CF		201,2
		28	14	B5XU		186,2	49	B5XU - CF		202,3
	6	28	15	B6U		375,3	50	B6U - CF		406,3
		28	16	B6UX		169,1	51	B6UX - CF		186,3
2 50 MPa	1	28	17	C1A	325,8	52	C1A - CF	406,0		
		28	18	C1XA	182,4	53	C1XA - CF	208,5		
		28	19	C1U	225,8	54	C1U - CF	303,8		
		28	20	C1XU	160,1	55	C1XU - CF	198,0		
	2	28	21	C2U	279,5	56	C2U - CF	337,5		
		28	22	C2UX	169,7	57	C2UX - CF	208,3		
	3	28	23	C3A	252,0	58	C3A - CF	338,0		
		28	24	C3AX	176,0	59	C3AX - CF	206,0		
		28	25	C3U	260,0	60	C3U - CF	297,0		
		28	26	C3UX	159,0	61	C3UX - CF	191,0		
	4	28	27	C4U	256,0	62	C4U - CF	346,0		
		28	28	C4UX	151,0	63	C4UX - CF	226,0		
	5	28	29	C5A	264,4	64	C5A - CF	379,0		
		28	30	C5U	339,5	65	C5U - CF	376,3		
		28	31	C5XA	173,0	66	C5XA - CF	213,8		
		28	32	C5XU	163,0	67	C5XU - CF	205,3		
	6	28	33	C6U	304,4	68	C6U - CF	381,0		
		28	34	E1U(transv.)	254,1	69	E1-CF(Transv.)	366,2		
4 65MPa	1	28	35	E1U(longit.)	380,1	70	E1-CF(longit.)	480,7		

Legenda: B e C - blocos de 145x90x25cm; BX e CX - blocos de 75x90x35cm; U - cura úmida; A - cura ao ar; CF - blocos com furos

Quadro 4.4- Resultados comparativos do tempo de percurso da onda ultrassônica na direção do bloco compacto e na direção da linha de furos no bloco.

Todas as correlações lineares apresentadas acima foram significativas ao nível de 1% (APÊNDICE I).

Por fim, estes cruzamentos de resultados dos ensaios complementares, representados pelas correlações obtidas, com os dados do Quadro 4.3, vem corroborar a credibilidade no conjunto de resultados como um todo. Demonstra também a utilidade desses ensaios não destrutivos, conjuntamente com a extração de testemunhos, na análise de estruturas acabadas, no balizamento de resultados, bem como no mapeamento das estruturas em análise visando à redução do número de testemunhos a serem extraídos.

5 CONCLUSÕES

5.1 Considerações finais

Avaliando-se os procedimentos adotados neste programa experimental referentes à extração e ensaios com testemunhos, algumas recomendações podem ser explicitadas para a obtenção de bons resultados com essa metodologia na avaliação de estruturas de concreto acabadas. É fundamental a elaboração de um criterioso plano de trabalho, com a definição do lote estrutural a ser analisado, com a fixação do tamanho da amostra de testemunhos a serem extraídos, compatível com este lote; e, ainda, com a previsão dos ensaios complementares não destrutivos a serem efetuados. Por outro lado, a boa performance com os testemunhos dependerá, entre outros fatores, especialmente da experiência do operador e da fixação adequada da máquina extratora na estrutura, evitando-se vibrações e conseqüentes ondulações nos testemunhos. Dependerá, também, da inspeção e das adequadas operações de corte e de preparação das faces dos testemunhos extraídos. Outrossim é imprescindível a definição das condições de umidade para ruptura dos testemunhos: ou saturados por 48h ou nas condições termohigrométricas ambientais, estas, mais realistas para a maior parte das estruturas de concreto em avaliação.

No programa a ser estabelecido é também importante a adoção do índice de esbeltez igual a 2, que, obviamente, dependerá da peça estrutural em análise e do diâmetro do testemunho escolhido. Com este procedimento elimina-se uma variável a mais que influencia nos resultados a serem analisados. Ainda, é fundamental para a obtenção de resultados representativos da resistência do concreto em exame: a calibração das prensas, o uso de rótulas apropriadas aos testemunhos e de escalas e velocidades de carregamento adequadas. E, por fim, faz-se necessária a definição do modelo estatístico e dos critérios a serem adotados no tratamento e na avaliação dos resultados.

5.2 Conclusões propriamente ditas

Com base na metodologia adotada, nos resultados obtidos e nas análises efetuadas, alinham-se as seguintes conclusões:

- os resultados dos ensaios em geral mostraram-se coerentes com os concretos estudados e compatíveis entre si. A fidedignidade desses resultados foi demonstrada por indicadores resultantes das inter-relações entre os mesmos;
- a relação $R_{(M/E)}$ entre as resistências de corpos-de-prova e dos testemunhos e que corresponde ao coeficiente de correção devido ao broqueamento, assumiu o valor promédio final de **1,07** a ser aplicado para correção da resistência de testemunhos extraídos. Admitindo-se que a resistência dos testemunhos representa o resultado do concreto na estrutura, esta relação $R_{(M/E)}$ corresponde a parcela γ_{c2} do coeficiente de ponderação normativo γ_c ;
- para concretos na faixa de 20MPa, a $R_{(M/E)}$ alcança o valor médio de 1,09;
- há uma tendência de queda da relação $R_{(M/E)}$ com o aumento da resistência do concreto atingindo 1,04 para o concreto de 70MPa;
- não se constatou variação expressiva no γ_{c2} , apenas um leve declínio, comparando-se os resultados de 28 dias com os de 90 dias para o concreto de 65MPa;
- para os blocos curados ao ar a $R_{(M/E)}$ cresceu em valores médios de 1,09 para 1,13 e respectivamente de 1,05 para 1,10 no concreto de 70MPa, de 1,07 para 1,11 para o concreto de 20MPa, em comparação com os blocos curados úmidos por molhagem por um período de 23 dias;
- os corpos-de-prova padrão curados úmidos apresentaram resistências cerca de 16% superiores aos curados ao ar para o concreto de 20MPa; não havendo diferenças significativas quando se tratam dos concretos de 50Mpa e 70MPa;
- os testemunhos de blocos curados úmidos apresentaram valores superiores em cerca de 7% na resistência em relação aos de blocos

curados ao ar para a idade de 28 dias, sendo essa diferença reduzida para apenas 1% na idade de 90 dias;

- não foram encontradas, ao nível de amostragem estudado, diferenças estatisticamente significativas entre as resistências de corpos-de-prova padronizados de Φ 15 e Φ 10, sendo a relação média entre elas igual a 1,00;
- idêntico comportamento foi constatado para esta relação entre os testemunhos de Φ 15 e Φ 10;
- a relação $R_{(M/E)}$ permanece praticamente inalterada quando se comparam corpos-de-prova curados úmidos com testemunhos de blocos curados úmidos e corpos-de-prova curados ao ar com testemunhos de blocos curados ao ar; não havendo pois diferença nos efeitos do broqueamento;
- para amostragem de 36 elementos as distribuições de freqüência da variável resistência à compressão apresentaram boa aderência à distribuição normal;
- são homogêneas as resistências médias dos testemunhos de Φ 15cm; Φ 10cm; Φ 7,5cm; Φ 5cm e Φ 2,5cm e levemente inferiores às resistências dos corpos-de-prova padrão, tanto para os blocos curados úmidos quanto para os curados ao ar, fazendo exceção os testemunhos de 2,5cm cujas resistências são levemente superiores;
- as relações médias entre as resistências dos corpos-de-prova padrão curados úmidos e dos testemunhos de Φ 15cm; Φ 10cm; Φ 7,5cm; Φ 5cm e Φ 2,5cm, obtidas de correlações significantes ao nível de 1%, são respectivamente de 1,07; 1,07; 1,07; 1,04; 0,98 quando se relacionam conjuntamente para as condições de cura úmida e ao ar dos blocos
- as dispersões representadas pelos coeficientes de variação aumentam com a diminuição do diâmetro dos testemunhos assumindo os valores médios de 5,5%; 5,6%; 6,3%; 7,5% e 9,7%, para os testemunhos de Φ 15cm; Φ 10cm; Φ 7,5cm; Φ 5cm e Φ 2,5cm respectivamente;
- não foi constatada influência do não enquadramento da condição Φ testemunho / Φ agregado ≥ 3 para os testemunhos de Φ 5cm e Φ 2,5cm. Considere-se a participação em massa da brita 25mm no concreto em apenas 12%;

- a relação $R_{(ME)}$ calculada com base no CP Φ 10cm foi cerca de 5% mais elevada que a calculada para o CP Φ 15cm para o concreto de 20MPa;
- ficou evidenciada com base nas excelentes correlações estatísticas ao nível de significância de 1%, a possibilidade da utilização dos testemunhos de Φ 7,5cm, Φ 5cm e Φ 2,5cm na avaliação de estruturas acabadas com todas as vantagens decorrentes de sua utilização;
- os resultados dos ensaios de ultrassom, esclerômetria e de massa específica foram coerentes com os de resistência à compressão dos testemunhos e entre si, sendo válidos como indicadores da confiabilidade dos resultados finais obtidos.

5.3 Transferência dos resultados ao meio técnico

Julga-se importante a difusão de alguns resultados desse estudo experimental ao meio técnico, em especial:

- a viabilidade de utilização dos testemunhos de diâmetros 7,5cm; 5cm e 2,5cm na avaliação das estruturas de concreto, isoladamente, ou em conjunto com os de 10cm de diâmetro; possibilitando a redução da quantidade deste último, maior rapidez de execução e em conseqüência a diminuição do custo das avaliações estruturais. Também essa utilização proporciona menores danos às estruturas, evita ou minimiza o corte de armaduras e permite o aumento da amostragem e facilmente a obtenção do índice de esbeltez igual a 2, eliminando um fator de variação nessas avaliações;
- a contribuição à normalização da extração de testemunhos com a perspectiva interessante da utilização desses pequenos testemunhos cujos coeficientes de correção em relação aos corpos-de-prova padrão encontram-se neste estudo experimental;
- sugere-se, portanto, que se leve em consideração pela normalização brasileira a possibilidade da aceitação desses testemunhos de pequenas dimensões, que, íntegros, são mais adequados para obtenção do índice de esbeltez igual a 2 que a montagem de testemunhos de diâmetro 10cm

e de alturas reduzidas atualmente em cogitação no projeto de revisão da NBR 7680;

- sugere-se também explicitar o coeficiente de correção devido aos efeitos de broqueamento em 1,07 ou mesmo em 1,10.

5.4 Continuidade dos estudos

Em continuidade a esse estudo experimental algumas linhas podem ser sugeridas, a saber:

- estudo semelhante para blocos de argamassa;
- prosseguimento na pesquisa experimental com os minitestemunhos de diâmetro de 2,5cm para concretos de alto-desempenho, variando-se o teor e a dimensão máxima característica do agregado graúdo (igual ou inferior a 25mm) no concreto;
- investigação, em amostragem significativa, para diversos níveis de resistência da influência da saturação em comparação com as condições termohigrométricas ambientais para os ensaios de ruptura dos testemunhos;
- estudo comparativo abrangendo corpos-de-prova padrão, testemunhos cilíndricos e prismáticos para estruturas de pavimentos.

REFERÊNCIAS

1. ISAIA, Geraldo C. (Ed.). *Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações*. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. 1.600 p.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003. 221 p.
3. SITTER, W. R. Costs for Service Life Optimization the "Law of Fives". *Comité Euro Internacional du Béton – CEB*, (1983). Boletim técnico nº 152.
4. COUTO, L. M. F. e PRISZKULNIK, Simão. *Qualidade no Projeto: Fonte de excelência as estruturas de concreto*. In: 44° Congresso Brasileiro de Concreto, *Anais*, 2002, Belo Horizonte/MG.
5. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP Model code 1990*, 437 p. Thomas Telford London, 1993.
6. FUSCO P. B. *A influência da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência do concreto*. In: SEMINÁRIO SOBRE CONTROLE DA RESISTENCIA DO CONCRETO. São Paulo. 1979. *Anais*. São Paulo. IBRACON, 1979.
7. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro, 2003.
8. _____. *NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.
9. _____. *NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão da resistência à compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 1994 (projeto de revisão em consulta nacional até 12.02.2007).
10. _____. *NBR 7680: Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 1983. (projeto de revisão em consulta nacional até 12.02.2007 edital nº 12 de 29.12.2006).
11. _____. *NBRNM 69: Extração, preparação e ensaio de testemunhos de estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, 1996.

12. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12655– Concreto – Preparo, controle e recebimento*. Rio de Janeiro, 2006.
13. MUNDAY, J. G. L. e DHIR, R. K. Assessment of in situ concrete quality by core testing. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *In situ nondestructive testing of concrete*. Detroit, 1984.
14. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro: Autor, 1978.
15. PERTERSONS, Nils. Recommendations for estimation of quality concrete in finished structures. *Stockholw v.4 n.24*, 1971 p.379-97.
16. MALHOTRA, V. M. Contract strenght requeriments – cores versus in situ evolution. *Journal American Concrete Institute*, v.74, n. 4, Apr., p. 163-72, 1977.
17. HELENE, Paulo R. do Lago. *Avaliação da resistência à compressão de estruturas através de testemunhos cilíndricos de concreto*. In: III SIMPÓSIO SOBRE NORMALIZAÇÃO DE CIMENTO CONCRETO E AGREGADOS, 1984, São Paulo. Anais... São Paulo: ABNT/CB -18,1984.
18. ANDRADE, J. C. *Extrações de testemunhos na Região Metropolitana do Recife pela empresa TECOMAT Ltda*. Recife, Dez/2006: Depoimento verbal.
19. HELENE, Paulo; PEREIRA, Fernanda e CASTRO, Pedro. *Tests for alkali-aggregate reaction*. *Concrete Internacional*. v. 27 – July, 2005.
20. HASPARYK et al., *Índice de deterioração do concreto em testemunhos extraídos de UHE's*. In: 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte. CD-ROM: IBRACON, 2002.
21. SILVA JR, Jayme e APRÁ NETO, André. *Estudo comparativo entre as resistências à compressão de corpos-de-prova cilíndricos de concreto moldados e extraídos*. São Paulo: *Separata da Revista Politécnica nº 141 – IPT*, 1942.

22. CREMONINI, R. A. Análise de estruturas acabadas: contribuição para determinação da relação entre as resistências potencial e efetiva do concreto. 1994. 195p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
23. PINTO, Roberto et al. *Aplicação de técnicas não-destrutivas para avaliação da resistência do concreto*. In: 45º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2003. Belo Horizonte. CD-ROM: IBRACON, 2003.
24. STEIL, Rafael de Oliveira et al. *Aplicabilidade de ensaios não destrutivos em estruturas de concreto*. In: 43º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2001. Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu: IBRACON, 2001.
25. CASTRO, Protásio F. *Ensaos não destrutivos, ensaios em testemunhos e correlação*. In: Reunião Anual do IBRACON, 1987. São Paulo. Anais... São Paulo: IBRACON, 1987.
26. LARSEN, A.C. et al. *Real resistência do concreto nos elementos estruturais do concreto armado*. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2005. Olinda. Anais...Olinda: IBRACON, 2005.
27. MOREIRA, Bianca; GUIMARÃES, André e RECENA, Fernando. *Metodologia da extração de testemunhos de concreto armado para avaliação da resistência à compressão simples em estruturas existentes*. In: 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: IBRACON, 2002
28. FARIAS, Hannah Lerissa H. *Estudo laboratorial sobre os danos causados pelo broqueamento e retificação em corpos-de-prova e testemunhos*. 2006. 90 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2006.
29. VIEIRA FILHO, José Orlando e HELENE, Paulo Roberto. *Avaliação da resistência à compressão do concreto em diferentes níveis por meio de corpos-de-prova moldados e de testemunhos extraídos*. In: SIABE 05 – Simpósio Ibero-Americano “O Betão nas Estruturas”, 2005. Coimbra. Anais...Coimbra: SIABE, 2005.
30. VIEIRA FILHO, José Orlando e HELENE, Paulo Roberto. *A utilização de minitestemunhos na avaliação da resistência à compressão do concreto*. In: 47º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2005. Olinda. Anais...Olinda: IBRACON, 2005.

31. ASTEP S. A. *Projeto de engenharia (Restauração) da BR-232, Trecho: Recife – São Caetano*, para o DNER, Recife, 1978.
32. CONGEPE Ltda. *Projeto de pavimentação da Av. Recife, Trecho: Av. Mal. Mascarenhas de Moraes - Av. Recife Dr. José Rufino*, para a Prefeitura Municipal do Recife, 1975.
33. LIRA, R. D. de A. e VIEIRA FILHO, J. O. *O pavimento de concreto de cimento portland em Pernambuco*. In: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 1º Congresso Brasileiro de Pavimentos de Concreto, Belo Horizonte, 1978.
34. DELIBES-LINIERS, Adolfo. *Análisis de la influencia de algunas variables en la extracción y ensayos a compresión de probetas testigos de hormigón*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja – IET, informe de la Construcción. n. 266, 1974 p. 65-79.
35. BLOEM, D. L. Concrete strength in structures. *Journal of the American Concrete Institute*, v.65, n.3 p.176-187, mar. 1968.
36. ELVERY, R. H. *Estimating strenght of concrete in structures*. Concrete 5T/07/1- nº 10. London, november, 1973.
37. ALBA, F. H. *La estimacion in situ de la resistencia del hormigón endurecido*.1989.662p. Tesis Doctoral. Escuela Técnica de Ingenieros de Caminus, Canales y Puertos.Universidad Politécnica de Cataluña.
38. VASCONCELLOS, Renato da F. *O efeito da permanência das cargas de compressão na resistência do concreto*. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica-PUC/RJ, 1976.
39. INDELICATO, F.; *Indagine sperimetale sull applicazione del microcorataggio a calcestruzzi di buona qualita*. Instituto Politécnico di Torino, 1987.
40. RILEM. Committee 43. Draft recommendation for in-situ concrete strength determination by combined non-destructive methods. *Materials and Structures*, 26, n. 155, p. 43-9.

41. RILEM. Coefficients de correspondance entre les resistances de differents types d'éprouvettes: coefficients of correlation between compressive strengths of different types of specimens. *Bulletin*. RILEM, Paris, v. 12, sept. 1961, p. 155-6.
42. TOKAY, M. and ÖZDEMİR, M. *Speciment shape and size effect on the compressive strength of higher strength concrete*. Cement and Concrete Research, vol. 27, n.8, pp.1281-1289, 1997.
43. DRYSDALE, R. G. *Variations of concrete strength in existing buildings*. Magazine of Concrete Research. December, 1973.
44. LESSARD, M.; CHAALAL, O.; AÏTICIN, P-C. *Testing High-Strength Concrete Compressive Strength*. *ACI Material Journal*. V.90, n.4, July-Agu., p.303-8, 1993.
45. MALINWSKI, R. e GARFINKEL. Prehistory of concrete. *Concrete International*. Detroit, v. 13, n. 3, p. 62-8, 1991.
46. VITRUVIUS, P. *Teen books on architecture*. Traduzido do latim por M. H. Morgan. New York: Dover Publications, 1960.
47. NEVILLE – Adam M. *Propriedades do concreto*. Trad. Salvador E. Giammusso. 2ª ed. São Paulo: PINI, 1997.
48. SOUZA COUTINHO, A. *Fabrico e propriedades do betão*. Lisboa, LNEC, v. 1, 1973.
49. IDORN, G. *Concrete Progress*. London: Thomas Telford, 1997.
50. MENUCCI, M. M. e PRISZKULNIK, S. *O concreto na arquitetura romana*. Instituto Brasileiro de Concreto – In: 44º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: IBRACON, 2002.
51. DAVIS, S. G. *Further investigations the strength of concrete in structures*. Technical report nº 42514. Cement and Concrete Association. London, 1976.
52. DORFMAN, Gabriel. *História do cimento e do concreto*. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2003.

53. QUIETMEYER, F. In RIEPERT, P. H. *Die Deustche Zement Industrie*, Zementeverlag, Charlottenbug 1927, pp. 44-46.
54. FERRARI, C. F.; LOBO, C.L. Processing of HPC. *Concrete International*, v.20, n.4, Apr., p.61-4, 1998.
55. FERRARI, F. *Cenno storico sui legante*. *Il Cemento*, v. 65, n. 762, p. 147-50.
56. NEWLON JR., II., ed. *A suection of historical American papers on concrete:1876-1926*. Detroit, ACI, 1976, 234 p.
57. COUTINHO, A. S. *Fabrico e propriedade do Betão*. Lisboa, LNEC, 1973, v.1.
58. CÁNOVAS, Manoel F. *Patologia e terapia do concreto armado*. Trad. de Maria Celeste Marcondes ,Carlos W. Fernandes dos Santos e Beatriz Cannabrava, coordenação técnica L. A. Falcão Bauer. São Paulo : Pini, 1988.
59. _____. *Hormigón*. 3ª ed Madrid : Colegio de Ingenieros de Caminos, Canale y Puertos- Colección Escuelas. 1993.
60. VASCONCELOS A. C. *O concreto no Brasil: professores, cientistas, técnicos*. São Paulo: PINI 1992.
61. _____. *O concreto no Brasil: recordes, realizações, história*. São Paulo: Copiare,1985.
62. RONDELÊT, Jean Baptiste. *Theoretisch-praktische Anleitung zur Kunst zu Bauen* (6ª edição alemã do *Traité de l'Art de Bâtir*), Leske, Leipzig-Darmstadt, 1834.
63. MISLIN, Miron. *Geschichte der Baukonsstruktion und Bautechnik – Van der Antik bis zur Neuzeit/ Eine Einführung*, Werner Verlag, Dusseldorf, 1988.
64. MARTORELLI, Eleumar; VIEIRA, Geraldo e CORRÊIA, Agerson. *Concreto armado*. 1 v. Recife: Escola Politécnica de Pernambuco, 1968
65. COLLINS, Peter. *Concrete – The vision of A New Architecture / A study of Auguste Perret and his precursos*, Faber and Faber Limited, London, 1959.

66. PETERS, T. F. *Time is Money: die Entwickdes Modernen Bauwesens*, Julius Hoffmann Verlag, Stuttgart, 1981.
67. KAEFER, L. F. *A evolução do concreto armado*. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1978.
68. DRAFFIN, Jasper O. *A brief History of lime, Cement, Concrete and reinforced Concrete*, in NEWLON, Jr. H. *A selection of History of American Concrete*. 1876 – 1926, Detroit, 1976, p. 4-35.
69. BLOCKEY, D. *The nature of estruturaldesign and safety*. West Sussex, Ellis Horwood, 1980 (series in Engineering Science).
70. RANDALL JR., F. A. Historical notes on structural safety. *Journal of the American Concrete Institute*. Detroit, ACI , v.70 , n.3 p.190-198, mar. 1973.
71. TIMOSHENKO, S.P. *History of strength of materials*. New York, McGraw – Hill, 1953.
72. COWAN, H. J. *An Historical Outline of Architectural Science*, Applied Science Publishers Ltda., London, 2ª edição, 1977.
73. _____. *Science an Building – Structural and Environmental Design in the Nineteenth and Twentieth Centuries*, John Willey & Sons, New York, 1978.
74. VON EMPERGER, Fritz, *in Beton und Eisen*, Verlag Rühle-Diebeneer, Stuttgar, ano 5, nº1, pp. 1-2, 1906.
75. STRAUB, H. *Die Geschichte der Bauingeniurkunst*, Verlag Birkhäuser, Basel, 1949.
76. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. *NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1940.
77. HELENE, P. e TERZIAN, P. *Manual de Dosagem e Controle do Concreto*. 1ª ed. São Paulo -SP, editora PINI, abril de 1993. 349 p.

78. BALACA, A. P. e TORROJA, E. M. *La determinacion del coeficiente de seguridad en las distintas obras*. Instituto Tecnico de la Construcción y del Cemento – Madrid, 1953.
79. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO. *Regulamento para as construções em concreto armado*. Cimento Armado, v.3 n.13 p.7-21, jul, 1931.
80. HELENE, Paulo Roberto. *Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento portland*. São Paulo, 1987. 278 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
81. ZAGOTTIS, D. L. *Pontes e grandes estruturas: introdução da segurança no projeto*. São Paulo, EPUSP, 1974.
82. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. *Normas para execução e cálculo de concreto armado* (Boletim Especial). Rio de Janeiro, 1937.
83. MODESTO, L. M. *Cálculo de concreto armado segundo a NB-1/78 CEB/72*. São Paulo: Edgard Blucher, v.1, 1977.
84. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1960.
85. LOBO CARNEIRO, F. Comentário sobre o projeto de revisão da norma brasileira NB-1 In: Simpósio de estruturas, 2. Salvador, 1958. *Anais...* s. l., ABNT, s. d.
86. _____. Origens e evolução das normas de concreto armado e protendido no Brasil. In: *A Engenharia estrutural sulamericana da década dos 80*, Montevideo, 86. *Anais...* Montevideo, Dirección General de Extensión Universitária, 1986. v. 2.
87. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete; ACI-214*. Chicago, 1957.
88. COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. *Recommendations Internacionales CEB/FIP pour le calcul et l'exécution des ouvrages em béton*. Paris, 1972 (Bul. d'inf. 84).

89. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. *CEB-FIP – Bulletin d'Information*, n. 128, 1978.
90. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1943.
91. _____. *NB-1: Cálculo e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 1950.
92. _____. *NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980. (errata n. 1 de abril de 2000, 1. p. da ABNT NBR 6120).
93. VASCONCELOS, A. C. *Análise de estrutura acabada*. São Paulo, SINDUSCON/SP, Boletim de práticas de construção, out. 1988
94. FUSCO, P. B. A calibração das normas estruturais. In: III SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo, 1993. *Anais*. São Paulo, EPUSP, 1993. p. 127-134.
95. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 12655 -Preparo, controle e recebimento do concreto*. Rio de Janeiro, 1992.
96. _____. *NBR 12655– Concreto – Preparo, controle e recebimento*. Rio de Janeiro, 1996.
97. _____. *NBR 8953 - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência*. Rio de Janeiro, 1992.
98. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *318-05. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*.
99. AHMAD, S. H. Short term mechanical properties. In: SHAH, S.P.; AHMAD, S. H., (ed). *High Performance Concrete: Properties and Applications*. 1 ed. Great Britain, Mcgraw – Hill, 1994. p.20-60.
100. PRINSKI, L. High performance concrete – engineering properties and code aspects. In. MALIER, Y., (ed). *High Performance Concrete from material to structure*. 3. ed. Londres, Chapman & Hall, 1994. p. 186-95.

101. PETERSONS, Nils. Should standard cube test specimens be replaced by test specimens taken from structures. *Materials and Structural*, v.1. n.5, sept./oct., p.425-35, 1968.
102. _____. *Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures*. Stockolm. *Materiaux et Constructions*, v.4, n. 24, 1971. P.379-97.
103. LEWANDOWSKI, R. *Vergleik Von bauweikfestigkeiten und guterprufungen*. *Betonstein Zeitung*. Nº 8, 1981.
104. SOBRAL, Hernani S. *Resistência mecânica e deformações do concreto*. São Paulo: ABCP, 1983.
105. HELENE, Paulo Roberto. *Controle de qualidade do concreto*. São Paulo, 1980. 129 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
106. RÜSCH, Hubert. *Hormigon armado y hormigon pretensado*. Barcelona. Comp. Ed. Continental s/a, 1975.
107. BUNGEY, J. H. *Determining concrete strength by using small diameter cores*. *Magazine of concrete Research*, v.31, n.107, jun 1979. p. 91-8.
108. REPETTE W. L. *Contribuição à inspeção e avaliação da segurança de estruturas de concreto armado*. Porto Alegre, 1991. 169 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
109. BS 1881, part 120; “*Testing Concrete. Method for Determination of the Compressive Strength of Concrete Cores*”. London, 1983.
110. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *ASTM C308-82. Penetration resistance of Hardened concrete*. Philadelphia, 1982.
111. SKARAMTAJEW, B. G. *Determining concrete strength for control of concrete in structures*. *Proceedings of the ACI*, vol.3, Jan/Fev, 1938, p.285-303.

112. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C900-87 Standard Test Method for pullout Strength of Hardened concrete. Philadelphia, 1987.
113. _____. ASTM C900-01 Standard test method for pullout strength of hardened concrete, Philadelphia, 2001.
114. CHAMBOWSKY, A. J. and BRYDEN – SMITH, D. W. *Assessing the strength of in-situ Portland cement concrete by internal fracture tests*. Magazine of Concrete Research, vol. 32, n. 12, September, 1980.
115. MAILHOT, G.; BISAILLON, A.; GARETTE, G. G. and MALHOTRA, V. M. *In-place concrete strength: new pullout methods* – ACI Journal December – 1979 – p. 247-263.
116. MURRAY, A. McC. And LONG, A.E. *A new method of assessing the strength of 'suspect' concrete*. Conference on Structural Faults – Inspection and Repair, Edinburg – March – 1983.
117. HELENE, Paulo Roberto. *Concreto endurecido- avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão – método de ensaio*. In: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - II Simpósio sobre normalização de cimento, concreto e agregado, 1982, São Paulo. Anais...São Paulo, ABNT, 1982.
118. SOUZA, S. A. *Ensaio mecânicos de materiais metálicos*. São Paulo. Editora Edgard Blucher, 1974.
119. SCHMIDT, Ernest. *Le scléromètre à béton*. Bulletin RILEM, Paris (18), Jul. 1954.
120. GREENE, G. W. *Teste hammer performance in yellowtail dam, Montana U. S.* Bureau of Reclamation, Laboratory Report C 1321, Denver, Colorado, 1969.
121. PETRUCCI, Eládio G. R. *Determinação da resistência dos concretos pelo método de dureza*. Porto Alegre: Globo, 1956.
122. _____. *Concreto de cimento Portland*. 8ª ed. Atualizada e revisada por Vladimir Antonio Paulo. Porto Alegre: Globo, 1981.

123. LARANJEIRAS, Antonio C. R. *Avaliação da resistência do concreto pelo esclerômetro Schmidt*. In: XI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Paulo, 1966.
124. BAUER, L. A. F. *Esclerometria*. Dirigente Construtor. São Paulo, 4 (4): 25 Fev, 1968.
125. _____. *Materiais de construção*, 3 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987.
126. REUNION Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Materiaux et les Construction – RILEM, committee 7 – NDT. Recommendations for testing concrete by hardness methods. *Matériaux et construction*, Paris, 10 (59): 331-16, sep/oct, 1977.
127. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. NBR 7584. Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.
128. FACAORU, I. “*Non-Destructive Testing of Concrete in Romania*”, *Proceedings, Symposium on Non-Destructive Testing Concrete and Timber*, Institution of Civil Engineers, London, June 1969, pp. 22 - 23.
129. BENATOV, B.; LUCEA, I.: *Estudio de la correlación entre los resultados de los ensayos esclerométricos, ultrasónicos y de compresión de probetas de hormigón*. Madrid, Asociación de Investigación de la Construcción (ASIC), 1982.
130. WOLLE, C. M. et al. Avaliação de características do concreto por ensaios de ultrassom. In: JORNADAS SULAMERICANA DE ENGENHARIA ESTRUTURAL. Porto Alegre, 71. Anais... Porto Alegre, UFRGS, 1971. v. 1, p. 479-505.
131. MALHOTRA, V. M. Testing hardned concrete: non-destructive methods. *American Concrete Institute*. Detroit, ACI, v. 74, n. 4, p. 163-172.
132. _____. *Non-destructive methods for testing concrete*- Mines Branch Monograph. n. 875. Department of Energy, Mines and Resources. Ottawa, 1968. 66 p.

133. HAMASSAKI, L. T. *Ensaio não-destrutivo: um diagnóstico completo*. Técnica, São Paulo, PINI, n. 6, p. 30-33, set/out. 1993.
134. ALMEIDA, I. R. *Emprego do esclerômetro de resistência e do ultra-som para efeito de avaliação qualitativa dos concretos de alto-desempenho*, Tese para professor Titular. Universidade Federal Fluminense, 1983.
135. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C-597 ASTM, Standard test method for pulse velocity through concrete. 1983.
136. ANDERSON, David A. & SEALS, Rogers K. *Pulse velocity as predictor of a 28 and 90 days strength*. Journal of the American Concrete Institute, 78:116 – 122, Mar/Apr, 1981.
137. BORGES, J. F. *A utilização dos ultra-sons para estudo de propriedade dos materiais*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1954.
138. ELVERY, R. H. Ultrasonic testing of precast concrete. *Precast concrete* v. 1, n. 10 Outubro, 1970.
139. MALHOTRA, V. M. and CARETTE, G. *Comparison of pull-out strength of concrete with compressive strength of cylinders and cores, pulse velocity and rebound number*. Journal of the American Concrete Institute, 77 n. 3, 160-70, May / June, 1980.
140. BOCCA, P. *Non-destructive methods for testing strength variations in concrete structures*. RILEM. Quality Control of concrete structures. Estocolmo, 1979.
141. BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS 4408 Part 5. *Measurement of the Velocity of Ultrasonic Pulses in Concrete* BR.
142. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8802. Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica*, Rio de Janeiro, 1994.
143. WHITEHURST, E. A. *Evaluation of concrete properties from sonic tests*. Detroit, American Concrete Institute, 1966, pp. 84. Monograph n. 2.

144. RODRIGUES, J. P. e CORREIA, A. M. Técnicas de avaliação das propriedades mecânicas residuais do betão após incêndio. In: SIABE 05 – Simpósio Ibero-Americano “O Betão nas Estruturas”, 2005. Coimbra. Anais...Coimbra: SIABE, 2005.
145. GONÇALVES, A. F. *Resistência do betão nas estruturas*. Lisboa, 1987. 369p. Tese (Pesquisador) – Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
146. VIEIRA FILHO, J. O. *Avaliação estrutural e funcional de um pavimento rígido em via urbana do Recife – estudo de correlações*. 1994. 400 p. Tese (Mestrado em engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba Campus II – Campina Grande/PB.
147. BARTLETT, F. M. e MACGREGOR, J. G. *Effect of core diameter on concrete core strength*. ACI Journal, Sept-Oct 1994, Vol. 91, No. 5, pp 460-470.
148. _____. *Cores from high performance concrete beams*. ACI Materials Journal. v. 91, n. 6, Nov-Dec, p. 567-576, 1994.
149. _____. *Effect Moisture condition on concrete core strength*. ACI Materials Journal. v. 91, n. 3, Mai-Jun, p. 227-236, 1994.
150. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Guide for obtaining cores and enterpreting compressive strength results*. ACI- Committee 214. ACI 214.4R-03
151. THE CONCRETE SOCIETY. “*Concrete core testing for strength*”. Technical Report, n. 11. London (1976).
152. BARTLETT, F. M. e MACGREGOR, J. G. *Equivalent specified concrete strength from core test data*. ACI Materials Journal. v. 17, n. 3, Mar, p. 52-58, 1995.
153. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *Statistical Analysis of the compressive strength of concrete in structures*, ACI Materials Journal. v. 93, n. 2, Mar-April, p. 158-168, 1996.
154. _____. *Variation of in-place concrete strength in structures*. ACI Materials Journal. v. 96, n. 2, Mar-April, p. 261-269, 1999.

155. GUSTCHOW, C. A. ; DAL MOLIN, D.C.C. *Avaliação da resistência do concreto através de corpos de prova moldados e testemunhos extraídos : um estudo experimental*. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 1996, São Paulo. Anais...São Paulo: IBRACON, 1996. p. 635-48.
156. _____. *Extração e ensaio de testemunhos de concreto de pequenos diâmetros em estudo experimental*. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES – VI CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, 1997, Porto Alegre. Anais...Porto Alegre:CPGEC-UFRGS, 1997 p. 741-48.
157. LESHCHINSKY, A. M. Anisotropy of concrete strength. *Cement, Concrete and Aggregates*, v. 12, n. 2, p. 117-119, Winter 1990.
158. MALHOTRA, V. M. A review of a 1978 ACI Symposium on in situ strength evaluation of concrete. *Concrete Internacional*. (Septiembre, 1979)
159. CALAVERA Ruiz. *La influencia de las variaciones resistentes de los materials y de las variaciones dimensionales de las piezas de hormigón armado sobre su capacidad resistente*. Madrid. Instituto Eduardo Torroja, 1975. (Monografía 324.)
160. AITCIN, P. C. *Concreto de alto desempenho*. São Paulo, Editora PINI, 2000.
161. MALIER, et al. The Joigny bridge: an experimental high performance concrete bridge. In: MALIER, Y. (ed.) *High Performance Concrete from material to structure*. 3 ed. Londres, Chapman & May, 1994. p. 424-31.
162. ANDRADE, J. C. *Controle tecnológico do concreto das obras do Metrô do Recife* Recife, Dez/2005: Depoimento verbal.
163. ORTIZ, J.L.R.; DIAZ J.M.B. *Aportación en torno a la valoración de la calidad resistente del hormigón de estructuras pro médio de probetas testigo extraídas por corte*. Informe de la Construcción del Instituto Eduardo Torroja. Madrid, ITCET, n.255, p. 75-91, nov. 1973.
164. BELLANDER, U. *Concrete strength in finished structures: destructive methods, relationships and reasonable criteria*. In: RILEM QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, Estocolmo, Anais. 1979.

165. MAYNARD, D. P. & DAVIS, S. G. *The strength of "in situ" concrete*. London, The Estructural Engineer, v. 52, n. 10, oct. 1974, p. 369 –74.
166. GRAHMA, J. R. *Concrete performance in yellowtail dam*. Montana U.S. Bureau or Reclamation, Laboratory Report C 1321, Denver, Colorado, 1969.
167. TOBIO, J. M. *Resistencia del hormigón en estructuras terminadas*. Informes de la Construcción del Instituto Eduardo Torroja. Madrid, ITECCET, n. 203, p. 57-74, 1968.
168. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. *Obtaining and testing drilled cores and sawed beams of concrete: ASTM C 42-90*, Philadelphia, 1990.
169. MURDOCK, J. W. and KELSER, C. E. *Effect of lenght to diameter ratio of specimen on the apparent compresive strength of concrete*, ASTM – Bulletin, p.68-73, apr, 1957.
170. SWAMY, R. N. & AL – HAMED, A. H. *Evaluation of small diameter core tests to determine in situ strength of concrete*. American Concrete Institute. In situ nondestructive testing of concrete. Detroit. ACI, (1984) SP 82. 411-440.
171. BAUER, R. F. et al. *Influência da resistência do concreto à compressão simples com relação a dimensão máxima do agregado e dimensão do corpo-de-prova*.
172. DIAZ DE SMITTER, M. L. *Estimación de la calidad de concreto en estructuras acabadas*. Medida de la resistencia do concreto: núcleo vs cilindro. Caracas, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales, Boletim técnico del IMME n. 42, abril, jun. 1973.
173. _____. *Strength measurement of concrete: Cores versus cylinders*. RILEM II Symposium International commission 7 – NDT vol. III. Constanza (Romania)(1974).
174. MEININGER, R. C. et alli. *Concrete core strength: he effect of the length to diameter ratio*. Journal of Testing and Evaluation, Philadelphia, ASTM, v. 5, n.3, p. 147-153, may 1977.

175. BARCENA DIAZ, J.M. E RAMIREZ ORTIZ, J. L. *Aportación en torno a la valoración de la calidad resistente del hormigón de estructuras por medio de probetas testigo extraídas por corte*. Bilbao, Instituto Eduardo Torroja, Informes de la construcción, n. 255, nov. 1973.
176. MARTINS, M. L. C. ; FERNANDEZ GOMEZ, J. e MOLIN, D. *A avaliação de estruturas acabadas em concreto de alta resistência através da extração de testemunhos de diferentes diâmetros*. In: REIBRAC, 39 – IBRACON. São Paulo, 1997.
177. _____. *Extração de testemunhos em concreto de alta resistência: influência da esbelteza e diâmetro do testemunho extraído*. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES – VI CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, 1997, Porto Alegre. Anais...Porto Alegre:CPGEC-UFRGS, 1997 p. 733-40.
178. MARTINS, M. L. C. *Análisis del comportamiento mecánico del hormigón de alta resistencia mediante probetas testigos y probetas moldeadas con distintas condiciones de hormigonado*. Madrid, 1997. 157p. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, canales e puertos
179. ALBA, F. H. e CABEZAS, L. A. *Determinación de la resistencia Del hormigón en obra mediante la extracción de microprobetas testigo de hormigón endurecido*. Cuadernos INTEMAC, Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones – INTEMAC, n. 25, 1º trimestre 1997.
180. KASAI, Y. e MATUI, I. *Studies on concrete strenght of structure in Japan*. In: SYMPOSIUM ON QUALITY CONTROL OF CONCRETE STRUCTURES, Stockholm, 1979. Proceedings, 1979 p. 89-96
181. LINIERS, A. D. *Análisis de la influencia de algunas variables en la extracción y ensayo a compresión de probetas-testigos de hormigón*. Informes de la construcción del Instituto Eduardo Torroja. Madrid, ITCCET, n. 266, p. 65-67, 1974.
182. VIEIRA, D. P. *O método brasileiro de penetração de pinos*. In: XIX JORNADAS SULAMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Santiago, 1978. s.n.t., n.p.

183. MILLS, R. H. Strength-maturity relationship for concrete which is allowed to dry. RILEM Int. Symp. On Concrete and Reinforced Concrete in Hot Countries Haifa, 1960.
184. MENEGHETTI, L. C. et al. Avaliação de diferentes materiais para capeamento de corpos-de-prova cilíndricos de concreto. In: 43º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2001. Foz do Iguaçu. Anais... Foz do Iguaçu: IBRACON, 2001.
185. DE MARCO, F. F. et al. Análise do capeamento de corpos-de-prova utilizando neoprene com e sem reforço metálico. In: IV Simposio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, 2003.
186. HERRERA, A. Discussion of the paper authored by V. M. Malhotra – Concrete Strength requirements: cores versus in situ evaluation. *Journal of the American concrete Institute, Detroit, ACI, v. 74, n. 10, p. 522-523, oct. 1977.*
187. ANDRADE, T. W. C. O. *Avaliação do concreto de alto desempenho utilizado nos dormentes de concreto protendido nas linhas da região metropolitana do Recife*, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.
188. COUTO, Paula et al. Influência das condições de cura na durabilidade do concreto. In: 45º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2003. Belo Horizonte. CD-ROM: IBRACON, 2003.
189. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7187*. Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento, Rio de Janeiro, 2003.
190. _____. *NBR 7197*. Projeto de estruturas de concreto protendido, Rio de Janeiro, 1989.
191. _____. *NBR 7583*. Execução de pavimentos de concretos simples por meio mecânico, Rio de Janeiro, 1986.
192. _____. *NBR 7212*. Execução de concreto dosado em central, Rio de Janeiro, 1984.

193. BUSSAB, W. O. e MORETTIN, P. A. *Estatística básica – métodos quantitativos*, 4. ed. Atual editora, p. 321, 1987.
194. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBRNM67*. Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone, Rio de Janeiro, 1998.
195. _____. *NBR 11578*. Cimento Portland composto, Rio de Janeiro, 1991.
196. _____. *NBR 5733*. Cimento Portland de alta resistência inicial, Rio de Janeiro, 1991.
197. _____. *NBR 7211*. Agregado para concreto - Especificação, Rio de Janeiro, 2005.
198. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 11768*. Aditivos para concreto de cimento Portland, Rio de Janeiro, 1992.
199. KEILER, A. P. Na investigation of the effects of test procedure and cury history of the measured strength of concrete. In: AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *In situ non-destructive testing of concrete*. Detroit, 1984. p. 441-458. (ACI Special Publication, 82).
200. YIP, W. K. e TAM, C. T. Concrete strength evaluation through the use of small diameter cores. *Magazine of Concrete Research*. V. 40. n. 143. p. 99-105. june, 1988.
201. OGLIARI, P. J. e PACHECO, J. A. Análise estatística usando o STATISTICA®. Universidade de Santa Catarina – Departamento de Informática e Estatística. Florianópolis: UFSC, 2004.
202. SNEDECOR, G. W.; COCHRAN, W. G. *Statistical methods* 7th ed. Anies: The Iorva State University Press, 1980. 507 p.
203. COCHRAN, W. G. e COX, G. M. *Experimental designs*. 2th ed. Singapore: John Wileys & Sons, 1957. 611 p.

204. ANG, A. H. S. e TANG, W. H. *Probability concepts in engineering planning and desing*, v. 1, Basis principles, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1975. 409 p.
205. BENJAMIN, J. R. e CORNELL, C. A. *Probability, statistics, and decision for civil engineers*, New York: McGraw-Hill Book Co., 1970.
206. SATTHERTHWAITE, F. E. An approximate distribution of estimates of variance components. *Biometric Bulletin*, London, v. 2, p. 110-114, 1946.
207. ZULLO JUNIOR, J. e ARRUDA, F. B. Programa computacional para ajuste de equações em dados experimentais. Instituto Agronômico, boletim Técnico n. 113 – UNICAMP. Campinas, São Paulo, 1986.
208. SPIEGEL, M. R. *Estatística*. Trad. Pedro Cosentino, rev. Carlos José P. de Lucena (do original "Schaum's outline of theory and problems") São Paulo: Mac Graw – Hill do Brasil, 1977.
209. KAZMIER, Leonard J. *Estatística aplicada à economia e administração*. Trad. Carlos A. Crusius, revisão Jandyra M. Fachel. São Paulo: Mc Graw – Hill do Brasil, 1982.
210. HOSTALET, F. e ARANDA, L. Microprobetas testigo de hormigón endurecido. ¿Son representativas? *1r. Congrès. El cas dels sostres. Experiències i pesrpectives*. Séc. Ciencia N° 21, Barcelona, Espanha, 14 pp., 1995.
211. BOCCA, P. e INDELICATO, F. Size effects and statistical problems of microcores in the re-evaluation of existing structures. *DABI Symposium Re-evaluation of Concrete Structures*. Copenhagen, Dinamarca, pp. 463-472, 1988.
212. FUENTE, A. La hidròlisi alcalina en el formigó de ciment aluminós. *1r. Congrès. El cas dels sostres. Experiències i pesrpectives*. Séc. Ciencia N° 10, Barcelona, Espanha, 13 pp., 1995.
213. DA SILVA, T. J. Caracterização estatística de parâmetros físicos do concreto. In: 44° CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2002, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: IBRACON, 2002.