



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

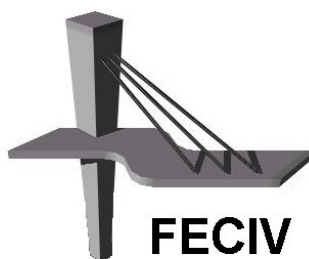
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

n.º 064

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO
CONCRETO POR MEIO DE TESTEMUNHOS DE
PEQUENO DIÂMETRO E ESCLEROMETRIA.**

ELISÂNGELA DE CASTRO

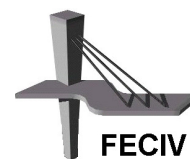
UBERLÂNDIA, 14 DE SETEMBRO DE 2009.



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



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



Elisângela de Castro

**ESTUDO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO
POR MEIO DE TESTEMUNHOS DE PEQUENO DIÂMETRO E
ESCLEROMETRIA.**

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

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Turibio José da Silva

UBERLÂNDIA, 14 DE SETEMBRO DE 2009.

FICHA CATALOGRÁFICA:

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

C355e Castro, Elisângela de, 1978-

Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria / Elisângela de Castro. - 2009.

122 f. : il.

Orientador: Turibio José da Silva.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui bibliografia.

1. Concreto - Teses. 2. Engenharia de estruturas - Teses. I. Silva, Turibio José da. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624.012.4



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

ATA Nº: 064/2009

CANDIDATA: Elisângela de Castro

ORIENTADOR: Prof. Dr. Turibio José da Silva

TÍTULO: "Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria"

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Construção Civil

DATA DA DEFESA: 14 de setembro de 2009

LOCAL: Sala de Reuniões da FECIV

HORÁRIO DE INÍCIO E TÉRMINO DA DEFESA: 14:45 - 17:45

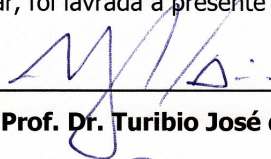
Após avaliação do documento escrito, da exposição oral e das respostas às arguições, os membros da Banca Examinadora decidem que a candidata foi:

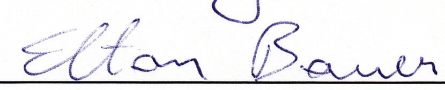
☒ APROVADA

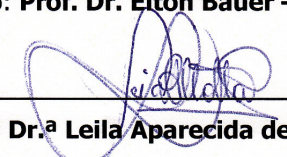
☐ REPROVADA

OBS:

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


Professor Orientador: **Prof. Dr. Turibio José da Silva – FECIV/UFU**


Membro externo: **Prof. Dr. Elton Bauer – UNB**


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

Uberlândia, 14 de SETEMBRO de 2009.

Dedico aos meus pais pelo exemplo de vida e apoio incondicional em todos os momentos; aos meus irmãos pela sincera amizade e motivação e ao meu esposo por todo carinho, cumplicidade e dedicação.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, agradeço a Deus, por iluminar esta etapa tão especial da minha vida.

Agradeço aos meus pais, irmãos e esposo pela cumplicidade, dedicação e compreensão pelos momentos que não pude estar presente.

Ao orientador Turibio José da Silva, pela coordenação, motivação, dedicação, discernimento e exposição de idéias, bem como a forma de transmitir sua experiência e conhecimento.

Agradeço aos amigos, mais que especiais, pela colaboração e incentivo.

Aos colegas e funcionários da Faculdade de Engenharia Civil, os quais contribuíram de forma direta e indireta.

À Eng^a Maria Cecília pelo estímulo e prestatividade em compartilhar seus conhecimentos.

À FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais pelo apoio mediante Convenio EDT 1991/03.

À Universidade Federal de Uberlândia e à Faculdade de Engenharia Civil, ao proporcionar suporte à realização da pesquisa.

CASTRO, Elisângela. *Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria.* Qualificação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2009. 122p.

RESUMO

A resistência à compressão do concreto pode ser obtida mediante ensaios em corpos-de-prova ou em testemunhos extraídos dos elementos estruturais. A Norma Brasileira ABNT NBR 7680:2007 recomenda extrações com diâmetros preferencialmente maiores que 100 mm. A extração de testemunhos de pequeno diâmetro visa facilitar e otimizar as avaliações de estruturas acabadas evitando cortes em armaduras, reduzindo custos e permitindo ainda aumentar significativamente o número de amostras. No mesmo sentido, a esclerometria, constitui uma técnica para avaliar a uniformidade do concreto, monitorar o desenvolvimento da resistência ao longo do tempo, e ainda estimar a resistência do concreto de forma simples, rápida e relativamente barata. A associação da esclerometria com ensaios em testemunhos constitui uma das melhores formas de estimar a resistência à compressão do concreto. Este trabalho apresenta os resultados de uma pesquisa experimental, para a estimativa da resistência à compressão por meio de esclerometria e extração de testemunhos de pequeno diâmetro. Serão abordados alguns fatores que incidem na extração e ensaio de testemunhos. As variáveis estudadas foram: a dimensão nominal máxima do agregado graúdo e o diâmetro do testemunho. Também foi estudada a variabilidade dos resultados de esclerometria nos blocos. No programa de ensaios foram utilizadas três séries de concreto, com brita 0, com brita 1 e com britas 1 e 2; mantendo as mesmas relações para água-cimento e agregado-cimento. Os ensaios esclerométricos foram realizados em blocos de 40 cm x 40 cm x 80 cm e corpos-de-prova de 150 mm de diâmetro. A análise foi realizada por comparação entre resultados obtidos em testemunhos extraídos dos blocos, com diâmetros de 150 mm, 100 mm, 50 mm, 32 mm e 25 mm; corpos-de-prova de diâmetros 150 mm, 100 mm e 50 mm e esclerometria em corpos-de-prova com 150 mm de diâmetro. Apesar das limitações em relação ao número de testemunhos e algumas discrepâncias entre as técnicas utilizadas os testemunhos indicaram uma tendência em termos de variação de resistência.

Palavras chave: Resistência à Compressão do Concreto, Testemunhos de Concreto, Esclerometria do Concreto.

CASTRO, Elisângela. *Study of Concrete Strength by means of Small Cores and Sclerometry Essays.* MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2009. 122p.

ABSTRACT

The current method for the verification of the concrete strength to compression consists in molding test cylinders or taking cores of the structure elements. The Brazilian Code ABNT NBR 7680:2007 recommends the extraction of cores with a minimum diameter of 100 mm, preferential. The reduced diameter cores have the objective of facilitating and optimizing the evaluation of existing structures, avoiding steel sectioning, reducing costs and allowing the increase of the number of samples. In this line, the sclerometry (for testing the surface hardness) is a non-destructive technique to evaluate the concrete uniformity, the evolution of strength along with time, and to estimate the final concrete's strength. This study presents the results of an experimental research to estimate the compressive concrete's strength using the sclerometry and the extraction of reduced diameter cores. Some factors which have relevant influence in the extraction and testing of cores will be hereby discussed. The investigated variables were: the nominal dimension of the aggregate and the core's diameter. The sclerometry variability results in the blocks it was studied too. In the program of rehearsals three concrete series were used with gravel 0, with gravel 1 and with gravels 1 and 2, maintaining the same relationships for water-cement and aggregate-cement. The sclerometric tests were conducted in concrete blocks of 40 cm x 40 cm x 80 cm and cylinders specimens with 150 mm diameter. The analysis was conducted by comparison of the results of drilled cores from the blocks with diameters of 150 mm, 100 mm, 50 mm, 32 mm and 25 mm, test specimens with diameters of 150 mm, 100 mm and 50 mm, and sclerometry testing of specimens of 150 mm diameter. Although the limitations in relation to the number of specimens and some discrepancies between the used techniques the results had indicated a trend in terms of concrete strength variation.

Keywords: Concrete Compressive Strength, Concrete Drilled Cores, Concrete Sclerometry.

SÍMBOLOS E SIGLAS

SÍMBOLOS

Letras romanas

a / c	Relação água / cimento;
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado;
Ca^{2+}	Íons de cálcio;
CaO	Óxido de cálcio;
d	Diâmetro do corpo-de-prova ou testemunho;
dt	Variação do tempo;
f_{cd}	Resistência característica de cálculo;
f_{ckj}	Resistência característica do concreto aos j dias;
f_{cj}	Resistência média de dosagem do concreto;
f_{ck}	Resistência característica do concreto;
$f_{ck, est}$	Resistência característica do concreto estimada;
$f_{c, corr}$	Resistência do testemunhos corrigida em função do número de barras de aço no interior do concreto;
f_c	Resistência do testemunhos sem correção em função do número de barras de aço no interior do concreto;
h	Altura do corpo-de-prova ou testemunho;
l	Distância do eixo da barra ao extremo mais próximo do testemunho;
h / d	Relação altura / diâmetro;
Mg^{2+}	Íons de magnésio;
MgO	Óxido de magnésio;
n	Número de elementos;
t_e	Idade equivalente de cura;
T_r	Temperatura de referência;
v	Velocidade de propagação da onda ultrassônica;

Letras gregas

T_{α}	Temperatura média do concreto durante o intervalo de tempo Δt ;
T_0	Temperatura de referência;
Δt	Intervalo de tempo;
ϕ_r	Diâmetro da barra;
ϕ_c	Diâmetro do testemunho;
Σ	Somatório;
γ_c	Coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnica;
ACI	“American Concrete Institute”;
ASTM	Normas Americanas - “American Society for Testing and Materials”;
BS	Normas Britânicas - “British Standards”;
CP	Corpo-de-prova moldado;
CP I	Cimento Portland Comum;
CP II	Cimento Portland composto;
CP II - E	Cimento Portland composto com Escória;
CP III	Cimento Portland de Alto Forno;
CP IV	Cimento Portland Pozolânico;
CP V - ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial;
DIN	Normas alemãs – “Deutsche Industrie Norm”;
DMA	Dimensão Nominal Máxima do Agregado;
EMIC	Equipamentos e Sistemas de Ensaio Ltda;
END	Ensaio Não Destrutivos;
FECIV	Faculdade de Engenharia Civil;
IBRACON	Instituto Brasileiro de Concreto;
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial;
JIS	Normas Japonesas;
NBR	Norma Brasileira Registrada no INMETRO;
NM	Norma Mercosur;
UNE	Normas espanholas - “Una Norma Española”;
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul;
UFU	Universidade Federal de Uberlândia.

UNIDADES DE MEDIDAS

cm	centímetro;
g	grama;
kg	quilograma;
kg.m	quilograma vezes metro;
m	metro;
mm	milímetro;
m/s	metros por segundo;
MPa	Mega Pascal;
MPa/s	Mega Pascal por segundo;
N.m	Newton vezes metro;
%	Porcentagem;
μm	micrômetro.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.2 – Causas químicas da deterioração do concreto.....	29
Figura 2.3 – Vida útil das estruturas.....	30
Figura 3.1 – Transmissão direta de ondas ultrassônicas.....	37
Figura 3.2 – Transmissão indireta de ondas ultrassônicas.....	37
Figura 3.3 – Transmissão semi-direta de ondas ultrassônicas.....	38
Figura 3.5 – Influência da temperatura de cura nas primeiras idades na relação resistência maturidade quando a equação 3.1.é usada com $T_0=-10^{\circ}\text{C}$	44
Figura 4.1 – Relação entre resistência a compressão de cilindros de concreto feitos com diversos agregados.....	51
Figura 5.1 – Aspecto geral da influência da relação altura / diâmetro sobre a resistência aparente do cilindro	59
Figura 6.1– Programa Statgraphics	75
Figura 6.2– Curva granulométrica – Brita 0.....	77
Figura 6.3– Curva granulométrica – Brita 1	78
Figura 6.4– Curva granulométrica – Brita 2.....	78
Figura 6.5– Curva granulométrica – Agregado miúdo.....	79
Figura 6.6 – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – Traço A- Brita 0	80
Figura 6.7 – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - Traço A - Britas 1e 2.	81
Figura 6.8 – Fôrma para moldagem dos blocos.....	82
Figura 6.9 – Adensamento dos corpos-de-prova	83

Figura 6.10 – Corpos-de-prova em processo de cura	84
Figura 6.11 – Adensamento dos blocos.....	84
Figura 6.12 – Cura dos blocos	85
Figura 6.13 – Esquema de extrações realizados nos blocos – lado A	86
Figura 6.14 – Esquema de extrações realizados nos blocos – lado B	87
Figura 6.15 – Extração de testemunho com diâmetro de 150 mm	87
Figura 6.16 – Extração de testemunho de pequeno diâmetro.....	88
Figura 6.17 – Extração de testemunho de pequeno diâmetro.....	88
Figura 6.18 – Corpos-de-prova capeados	89
Figura 6.19 – Testemunhos com diâmetro de 50 mm	89
Figura 6.20 – Testemunhos com diâmetro de 32 mm	90
Figura 6.21 – Testemunhos com diâmetro de 25 mm	90
Figura 6.22 – Rompimento de testemunho de pequeno diâmetro	91
Figura 6.23 – Rompimento de corpo-de-prova	91
Figura 6.24 – Esclerômetro digital	92
Figura 6.25 – Esquema de marcação dos quadros nos blocos para a esclerometria.....	92
Figura 7.1 – Exemplos de gráficos obtidos pelo programa Statgraphics	98
Figura 7.2 – Coeficiente de variação em função do diâmetro dos testemunhos	98
Figura 7.3 – Médias das resistências em função do diâmetro dos testemunhos.....	99
Figura 7.4 – Determinação do $f_{ck,est}$ em função do diâmetro dos testemunhos e corpos-de-prova	100
Figura 7.5 – Índices esclerométricos do centro e da borda	103
Figura 7.6 – Comparação de resistências entre corpos-de-prova e testemunhos	106
Figura 7.7 – Comparação de resistências entre corpos-de-prova e testemunhos	107

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Classificação da qualidade do concreto em função da velocidade de propagação da onda ultrassônica	36
Tabela 4.1 – Tensão de ruptura à compressão em função do índice esclerométrico.....	47
Tabela 5.1 – Relação volume / superfície lateral para cilindros de altura igual a duas vezes o diâmetro	57
Tabela 5.3 – Coeficientes de correção decorrentes da relação h / d	61
Tabela 5.4 – Relação entre a resistência à compressão de testemunhos secos e saturados .	67
Tabela 5.5 – Coeficientes médios de aumento da resistência de acordo com a idade e tipo de cimento.....	68
Tabela 5.6– Relação entre a resistência do concreto em testemunhos extraídos em direção paralela e perpendicular à concretagem.....	70
Tabela 5.7 – Relação entre a resistência do concreto em testemunhos extraídos na direção paralela e perpendicular a concretagem.....	71
Tabela 6.1 – Propriedades químicas do cimento	76
Tabela 6.2 – Propriedades físicas do cimento	76
Tabela 6.3 – Propriedades mecânicas do cimento	77
Tabela 6.4 – Propriedades físicas do agregado graúdo	77
Tabela 6.5 – Propriedades físicas do agregado miúdo	79
Tabela 6.6 – Consistência pelo abatimento do tronco de cone.....	80
Tabela 6.7 – Resultados da resistência do concreto aos 28 dias.....	82
Tabela 7.1 – Resultados da resistência do concreto em corpos-de-prova	96

Tabela 7.2 – Resultados estatísticos dos testemunhos.....	97
Tabela 7.3 – Resistência característica à compressão do concreto $f_{ck,est}$	100
Tabela 7.4 – Resultados estatísticos dos ensaios de esclerometria, considerando a proximidade das bordas	101
Tabela 7.5 – Avaliação dos índices esclerométricos obtidos nos cantos e arestas dos blocos	102
Tabela 7.6– Comparação entre resistências individuais de corpos-de-prova e testemunhos - diâmetro de 150 mm	104
Tabela 7.7 – Comparação entre resistências individuais de corpos-de-prova e testemunhos - diâmetro de 100 mm	104
Tabela 7.8 – Comparação entre resistências individuais de corpos-de-prova e testemunhos com diâmetro de 50 mm	105
Tabela 7.9 – Comparação de resistência entre corpos-de-prova e testemunhos	106
Tabela 7.10 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria na face de corpos-de-prova de 150 mm.....	108
Tabela 7.11 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria no topo de testemunhos de 150 mm	109
Tabela 7.12 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria no topo de testemunhos de 100 mm	110
Tabela 7.13 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria no topo de testemunhos de 50 mm	110

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	16
INTRODUÇÃO.....	16
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	16
1.2 IMPORTÂNCIA DO TEMA	17
1.3 OBJETIVOS	19
1.3.1 Objetivo geral	19
1.3.2 Objetivos específicos.....	19
1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	20
CAPÍTULO 2	22
CONTEXTUALIZAÇÃO DO ESTUDO.....	22
2.1 ASPECTOS DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO.....	22
2.2 RESISTÊNCIA POTENCIAL DO CONCRETO	24
2.3 RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA POTENCIAL E EFETIVA DO CONCRETO	26
2.4 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS	26
2.5 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS.....	27
2.6 AVALIAÇÃO VERSUS INSPEÇÃO.....	31
CAPÍTULO 3	34
ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO.....	34
3.1 INTRODUÇÃO.....	34
3.2 MÉTODO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DA ONDA ULTRASSÔNICA	35
3.3 MÉTODO DA PENETRAÇÃO DE PINOS	39

3.4 MÉTODO DE ARRANCAMENTO “PULL OFF”	40
3.5 MÉTODO DA MATURIDADE	41
CAPÍTULO 4	45
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MEDIANTE ENSAIO DE ESCLEROMETRIA	45
4.1 INTRODUÇÃO.....	45
4.2 DESCRIÇÃO DO MÉTODO.....	45
4.3 DESCRIÇÃO DO ENSAIO	46
4.4 RELAÇÃO ENTRE ÍNDICE ESCLEROMETRICO E TENSÃO DE RUPTURA.	47
4.5 VANTAGENS, LIMITAÇÕES E APLICAÇÕES	48
4.6 FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS DO ENSAIO	49
4.6.1 Carbonatação	49
4.6.2 Rigidez do elemento	49
4.6.3 Posição do aparelho durante a execução do ensaio	50
4.6.4 Uniformidade da superfície de ensaio	50
4.6.5 Idade e tipo de cura do concreto	50
4.6.6 Condições de umidade.....	51
4.6.7 Tipo e dimensão do agregado graúdo.....	51
4.6.8 Recomendações quanto às curvas de calibração	52
CAPÍTULO 5	53
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MEDIANTE EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS...	53
5.1 INTRODUÇÃO.....	53
5.2 DESCRIÇÃO DO ENSAIO	54
5.3 FATORES QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE TESTEMUNHOS	55
5.3.1 Diâmetro do testemunho.....	55
5.3.2 Relação altura / diâmetro (esbeltez)	58
5.3.3 Presença de armadura nos testemunhos	61
5.3.4 Teor de umidade dos testemunhos	64
5.3.5 Idade e condição de cura	67
5.3.6 Direção de extração em relação à direção de concretagem	69
5.3.7 Posição de extração	71

5.3.8 Considerações sobre a resistência do concreto.....	72
CAPÍTULO 6	73
PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	73
6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	73
6.2 METODOLOGIA.....	74
6.2.1 Descrição	74
6.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	76
6.3.1 Caracterização do cimento.....	76
6.3.2 Caracterização dos agregados.....	77
6.3.3 Caracterização do concreto.....	79
6.4 DESENVOLVIMENTO DO EXPERIMENTO.....	82
6.4.1 Fôrmas	82
6.4.2 Moldagem e cura dos elementos	83
6.4.3 Extração dos testemunhos	85
6.5 ENSAIO DOS ELEMENTOS.....	89
6.5.1 Corpos-de-prova e testemunhos	89
6.5.2 Esclerometria nos blocos	91
CAPÍTULO 7	94
RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	94
7.1 INTRODUÇÃO.....	94
7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS CORPOS-DE-PROVA.....	95
7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS TESTEMUNHOS.....	97
7.3.1 Avaliação estatística das resistências obtidas em testemunhos de diâmetros convencionais e de pequeno diâmetro	97
7.3.2 Resistência característica à compressão $f_{ck,est}$ nos blocos.....	99
7.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ESCLEROMETRIA.....	101
7.4.1 Avaliação estatística das resistências obtidas pelo método esclerométrico	101
7.4.2 Avaliação dos índices esclerométricos obtidos nos cantos e arestas dos blocos	102
7.5 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS	103
7.5.1 Avaliação dos resultados obtidos de corpos-de-prova e testemunhos.....	103

7.5.2 Comparação entre resistência dos corpos-de-prova e testemunhos.....	105
7.5.3 Comparação entre ensaio de resistência à compressão e resistência obtida através do ensaio de esclerometria na face de corpos-de-prova de 150 mm.....	107
7.5.4 Comparação do ensaio de esclerometria no topo dos testemunhos.....	108
7.6 COMPARAÇÃO RESUMO	111
CAPÍTULO 8	113
CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	113
8.1 CONCLUSÕES	113
8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	115
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	116

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Devido às inúmeras qualidades do concreto armado como material de construção percebe-se rapidamente a expansão de sua utilização, toda a variedade e aspectos das obras em concreto fazem deste, uma tecnologia em permanente transformação; levando a um contínuo desenvolvimento e uma ampla incidência na economia mundial (RINCÓN et al, 1997).

Segundo Helene e Figueiredo (2003), o concreto de cimento Portland tornou-se reconhecido mundialmente por conter o material mais adequado para as estruturas, superando com grandes vantagens alternativas como o aço, a madeira e a alvenaria.

O progresso no campo da engenharia, as descobertas acumuladas ao longo do tempo e a ampla utilização transformaram o concreto, em objeto de pesquisas cada vez mais avançadas, buscando melhor desempenho, prolongamento da durabilidade, aproveitando ao máximo as suas propriedades. Ultimamente, pode-se produzir concretos com altíssima qualidade, seja em um trecho mais solicitado da estrutura ou, se necessário, em toda sua totalidade.

Ao se projetar e executar uma estrutura de concreto pretende-se que ela apresente um nível de segurança compatível com a sua responsabilidade. Contudo, nas especificações e projetos são estabelecidos parâmetros de qualidade que devem ser controlados durante e após a execução. Esses parâmetros são vários, dependendo do tipo de estrutura, das solicitações a que será submetida e do meio ao qual irá atuar.

Portanto, através de dimensionamento adequado e uma execução satisfatória, deve-se garantir que uma estrutura possa resistir, com segurança e em perfeito estado, a todas as solicitações a que estiver submetida durante sua construção e ulterior utilização (RUSH, 1981).

1.2 IMPORTÂNCIA DO TEMA

Atualmente, a investigação da qualidade e resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas, tem despertado o interesse de vários estudiosos, visto que grande parte das estruturas de concreto exibe as primeiras manifestações patológicas. Em poucos anos serão necessários grandes investimentos na manutenção de edifícios.

Nota-se a importância da estimativa da resistência do concreto em elementos estruturais acabados, baseando pela necessidade de avaliação estrutural e também pela previsão da vida útil das estruturas de concreto. O interesse por esta última e os campos relacionados com ela pode ser constatado através da frequência de congressos e seminários que estão sendo celebrados sobre durabilidade, patologia, inspeção ou recuperação de estruturas (DA SILVA, 1998). Devido ao conhecimento dos problemas das estruturas detectados em outros países com edifícios mais antigos, a análise da vida útil das estruturas sofreu um grande avanço nos últimos tempos.

As técnicas de avaliação da resistência à compressão em estruturas acabadas são normalmente constituídas por um programa de ensaios, “*in loco*” e em laboratório e, geralmente abrange uma combinação de ensaios destrutivos e não destrutivos, dependendo do dano causado à estrutura (VIEIRA FILHO, 2007).

Na inspeção de estruturas de concreto, é necessário adquirir uma série de informações, nem sempre de fácil aquisição (RINCÓN et al, 1997), pois a obtenção de tais informações é importante para diversos tipos de ensaios, dentre eles, métodos destrutivos e não destrutivos, podendo ser citados: métodos de ensaio de arrancamento e quebra, penetração de pinos, dureza superficial, extração de testemunhos para ruptura à compressão, medidas de velocidade de propagação de pulso ultrassônico, maturidade e outros métodos combinados.

Neste trabalho serão estudados em especial dois métodos, buscando correlacioná-los. Dos métodos não destrutivos, abordou-se a esclerometria como medida da dureza superficial do concreto e parâmetro de homogeneidade do mesmo; analisou-se ainda a extração de testemunhos, como método destrutivo, estudando a viabilidade de testemunhos de pequeno diâmetro.

A estimativa da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas em geral é realizada mediante a extração, para posterior preparação e ensaio a compressão, de testemunhos de concreto (ALBA, 1995).

Como método destrutivo a extração e ensaio à compressão de testemunhos constituem a técnica mais comumente aceita para estimar a resistência “*in loco*” do concreto como material estrutural, idéia esta considerada por vários autores, dentre eles: CARINO (1994), GUTSCHOW (1995) e outros. Neste sentido, este ensaio proporciona um resultado sobre a resistência do concreto levando em conta os efeitos das condições reais de execução da estrutura (lançamento, compactação, cura, estado de saturação, maturação ou eventuais danos durante o uso); estes aspectos lhe conferem uma análise diferenciada em relação a resistência à compressão avaliada sobre corpos-de-prova de controle.

As prescrições contidas nas normas e recomendações nacionais e internacionais em relação à extração de testemunhos insistem que o diâmetro é uma das variáveis que mais afetam os resultados dos ensaios, recomendando a utilização de diâmetros iguais ou superiores a 75 mm e 100 mm, dependendo da norma consultada (ALBA, 1995). O tema no Brasil tem sido bastante discutido, incluindo a metodologia empregada por outros países.

Não obstante as normas brasileiras utilizarem parâmetros bem parecidos com os dos países da União Européia e Estados Unidos, nossas estruturas possuem características bem diferentes. A principal diferença está relacionada ao método de dimensionamento, em que, para estruturas brasileiras não é obrigatório a consideração de efeito sísmico, devido ao fato do país não se encontrar em zona de risco. Em consequência, as dimensões das peças estruturais no Brasil são mais esbeltas se comparadas àquelas dos países localizados em zonas de riscos sísmicos, tornando pouco aplicáveis os métodos destrutivos e semi-destrutivos habituais nas inspeções, tais como a extração de testemunhos de diâmetros de 75 mm a 150 mm, prescritos nas normas ou nas recomendações. A extração de

testemunhos é um ensaio amplamente utilizada nestes países (LESCHINSKY, 1995), e normalmente são adotados diâmetros superiores a 50 mm, mais comumente de 75 mm, como especificado na ASTM C 42:2004.

São várias as ocasiões em que se faz necessário a utilização de testemunhos de diâmetros de 50 mm, incluindo os da ordem de 20 mm a 30 mm, sem que tenham informações confirmadas de sua representatividade, sua correlação com os testemunhos de diâmetros convencionais e como os resultados são afetados pelas variáveis relacionadas aos ensaios de extração de testemunhos (ALBA, 1995).

Como vantagens da extração de testemunhos de pequeno diâmetro têm-se a possibilidade do uso de equipamentos de menor potência, uma maior facilidade em evitar o corte das armaduras durante a extração, a possibilidade de maior número de pontos, redução dos danos causados ao elemento estrutural, entre outros.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo abordar e comparar técnicas para estimar a resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas. A comparação foi realizada mediante resultados de testemunhos extraídos, principalmente de pequenos diâmetros, e esclerometria, ambos com resultados de corpos-de-prova. Também foi verificada a uniformidade do concreto por esclerometria. Desta forma será possível avançar no estudo da representatividade de testemunhos de concreto de pequeno diâmetro e sua relação com os métodos esclerométricos e os diâmetros comumente empregados, bem como colaborar com os estudos dos processos de inspeção em estruturas de concreto.

1.3.2 Objetivos específicos

A partir do objetivo principal foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Verificar se existe uma correlação entre a resistência de testemunhos de tamanhos convencionais e testemunhos de pequeno diâmetro, de acordo com a dimensão nominal máxima do agregado;
- Analisar a possibilidade de obtenção da resistência do concreto utilizando testemunhos de pequeno diâmetro;
- Verificar a influência do diâmetro dos corpos-de-prova e testemunhos sobre o valor médio de resistência;
- Verificar a variabilidade da resistência à compressão axial de testemunhos de concreto;
- Verificar a uniformidade do concreto, através da esclerometria;
- Verificar a existência de relação entre os resultados obtidos através de corpos-de-prova, testemunhos e esclerometria e correlacioná-los.

1.4 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação é constituída de oito capítulos, organizados da seguinte maneira:

Capítulo 1 – Introdução: aborda-se a importância e a justificativa do tema estudado. Ademais, aqui, são descritos os objetivos gerais e específicos do trabalho, além da ordem metodológica a ser utilizada.

Capítulo 2 – Contextualização do estudo: dedicado às considerações sobre resistência potencial e resistência efetiva do concreto e introdução de conceitos relativos a patologia, durabilidade e vida útil das estruturas, estabelecendo ainda a diferença entre avaliação e inspeção.

Capítulo 3 – Ensaios Não Destrutivos para Avaliação da Resistência do Concreto: abordagem das principais técnicas de ensaios não destrutivos, exceto esclerometria, para avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas.

Capítulo 4 – Avaliação da Resistência do Concreto Mediante Ensaio de Esclerometria: consta da análise dos principais fatores que interferem no ensaio de esclerometria. Embora este seja um dos ensaios não destrutivos, será tratado em capítulo à parte devido ao seu crédito no presente trabalho.

Capítulo 5 – Avaliação da Resistência do Concreto Mediante Extração de Testemunhos: retrata a importância dos estudos relativos ao ensaio de extração de testemunhos e análise dos principais fatores que interferem no mesmo.

Capítulo 6 – Programa Experimental: apresenta-se o detalhamento da metodologia utilizada para execução das atividades experimentais.

Capítulo 7 – Resultados e Discussões: são apresentados os resultados e discussões, bem como, análises estatísticas realizadas com resultados do índice esclerométrico e da resistência à compressão do concreto nos testemunhos.

Capítulo 8 – Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros: neste capítulo apresentam-se as conclusões obtidas no trabalho além de sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

CONTEXTUALIZAÇÃO DO ESTUDO

2.1 ASPECTOS DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

A determinação da resistência à compressão é o ensaio mais comum para avaliação do concreto empregado em estruturas, e muitas das características desejáveis do mesmo são relacionadas a essa propriedade.

Pode-se atribuir a ampla utilização deste ensaio a três principais fatores: inicialmente, pela relação direta entre a resistência do concreto com a capacidade da estrutura em resistir as cargas aplicadas; em seguida pela facilidade de execução do ensaio e finalmente pela possibilidade do desenvolvimento de correlações entre a resistência com outras propriedades do concreto, que possuem ensaios mais complicados de serem realizados.

A determinação da resistência do concreto pode atender a três propósitos:

- Pesquisas;
- Controle de qualidade do concreto;
- Determinação da qualidade do concreto em estrutura acabadas.

No campo das pesquisas, a resistência a compressão determina os efeitos causados pelas mudanças de materiais e variações nos traços de concreto. Ensaio de resistência também são utilizados na obtenção de valores de referência quando são estudadas outras características do concreto, tais como dureza superficial e resistência à abrasão.

Na construção civil de maneira geral, a determinação da resistência a compressão axial é utilizada para determinação e adequação de traços de concreto, ou ainda como parâmetros no controle de qualidade da resistência nas edificações, onde existem métodos sistematizados a serem seguidos, permitindo a padronização e avaliação dos resultados. Em virtude da abundância de variáveis envolvidas na determinação das propriedades do concreto, sua qualidade está diretamente ligada ao nível de controle empregado em todas as etapas de produção, isto se dá devido à necessidade de um parâmetro de controle, visto que a resistência à compressão tem sido empregada como medida da qualidade de um concreto.

Em estruturas acabadas, onde a resistência do concreto é duvidosa, testemunhos podem ser extraídos e ensaiados à compressão, a fim de se determinar a resistência do concreto presente nas mesmas.

Em estruturas novas, quando existem divergências entre a resistência esperada do concreto e o resultado dos ensaios de controle, especialmente quando esses últimos estão abaixo, colocando em dúvida a resistência do concreto na estrutura, pode-se assumir duas possibilidades: a primeira seria de que o concreto da estrutura também possui baixa resistência e a segunda de que os corpos-de-prova não são representativos do concreto, podendo ter sido adensados ou curados de forma inadequada, abalados durante a pega ou simplesmente com resultados de ensaios duvidosos.

Nas estruturas mais antigas que passam por processo de avaliação, o problema pode ser a inexistência de resultados da resistência a compressão, por falta de controle na execução ou pela perda das informações.

A determinação da resistência à compressão do concreto tem sido submetida a constantes investigações, tanto para o controle, quanto para o valor real no elemento estrutural. As pesquisas iniciais foram centradas no controle de produção e recebimento. Recentemente estão mais voltadas para determinação da resistência em estruturas acabadas. No entanto, a resistência à compressão, não deve ser utilizada como parâmetro de durabilidade de um concreto.

Devido a diferença entre a resistência potencial e a efetiva, existem alguns métodos para determinação da verdadeira resistência do concreto, no entanto, é necessário atentar-se as limitações dos ensaios e a complexidade da interpretação dos resultados.

Esses métodos surgem devido a necessidade de avaliar e estimar a vida útil de uma estrutura, devido aos problemas patológicos, frutos de definições incorretas de fatores que influenciam na durabilidade, afetando sua vida útil.

2.2 RESISTÊNCIA POTENCIAL DO CONCRETO

A resistência à compressão axial do concreto que será utilizado na obra pode ser determinada em corpos-de-prova cúbicos, prismáticos ou cilíndricos; sendo esta última, a forma mais utilizada no Brasil.

O método de controle da resistência à compressão no Brasil é normalizado pela ABNT NBR 5738:2008, e consiste na moldagem e rompimento de corpos-de-prova. A resistência do concreto produzido é normalmente obtida do resultado do ensaio de ruptura, à compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro por 300 mm de altura ou de 100 mm por 200 mm, que são ensaiados na idade pré-estabelecida de 28 dias, com ensaios adicionais aos 3 dias e 7 dias, e valores expressos em MPa.

Os procedimentos de moldagem, adensamento, cura e rompimento dos corpos-de-prova são realizados de forma padronizada, em condições consideradas ótimas, a fim de alcançarem seu valor máximo de resistência.

Portanto, a resistência potencial do concreto pode ser considerada como o valor máximo possível de ser atingido por um determinado traço de concreto; devido às boas condições de lançamento, adensamento e cura oferecidas aos corpos-de-prova, permitindo uma melhor hidratação do cimento (CREMONINI, 1994).

A resistência do concreto depende essencialmente dos materiais constituintes, suas proporções e dos procedimentos de mistura, cura e ensaio. Segundo Helene (1997), a qualidade potencial do concreto depende principalmente da relação água / cimento e do grau de hidratação, pois são eles que regem as propriedades de absorção capilar da água, os

diversos mecanismos de permeabilidade do concreto, assim como, as principais propriedades mecânicas: resistência à compressão, à tração, módulo de elasticidade, fluência e abrasão. Contudo, apesar da abrasão estar ligada a resistência do concreto, fatores como a resistência ao desgaste do agregado e a exsudação do concreto, também são fatores preponderantes que devem ser considerados.

Vários fatores podem influenciar os resultados dos ensaios de resistência à compressão, tais como: tipo e tamanho do corpo-de-prova, tipo do molde, cura, tratamento dos topos, rigidez da máquina de ensaio e velocidade de aplicação da tensão; por estes motivos a padronização se faz necessária.

Para os ensaios do concreto endurecido, pode-se citar duas finalidades principais: o controle de qualidade e o atendimento às especificações.

A prática vigente no Brasil, em suas premissas básicas, iniciou-se com a ABNT NB-1:78, também designada por ABNT NBR 6118:1978, estendendo-se à ABNT NBR 12655 quando esta última passou a contemplar seções de constituintes do concreto, dosagem e controle da resistência do concreto da ABNT NBR 6118.

A resistência de dosagem do concreto estabelecida na ABNT NBR 12655:2006 visa uma resistência média de dosagem (f_{cj}), onde possam ser esperados que apenas 5 % dos resultados fiquem abaixo da resistência de projeto, isto significa que, define-se como f_{ck} o valor acima do qual se espera obter 95 % de todos os resultados possíveis de ensaio e representa a resistência potencial do concreto ou a resistência de referência para dimensionamento da estrutura.

A amostragem deve ser feita aleatoriamente, durante a concretagem, dividindo-se a estrutura em lotes, com definição do número de exemplares, de acordo com o tipo de controle.

O controle se baseia no resultados de n corpos-de-prova, representativos do volume de concreto produzido, onde são admitidos dois tipos de amostragem, total e parcial, para cada um é prevista uma forma de cálculo da resistência característica $f_{ck,est}$ dos lotes de concreto.

Na avaliação de aceitação e rejeição da estrutura segundo a ABNT NBR 12655:2006, os lotes só serão aceitos se o valor da resistência característica calculada (f_{ckest}) for maior ou igual ao f_{ck} .

2.3 RELAÇÃO ENTRE RESISTÊNCIA POTENCIAL E EFETIVA DO CONCRETO

O resultado de ensaio da compressão axial dos corpos-de-prova, de forma padronizada, resulta numa representação da qualidade potencial do concreto. No entanto, a resistência do concreto na estrutura pode, na verdade, ser inferior devido à problemas nos processos de transporte, lançamento, adensamento e cura, específicos de cada canteiro de obras, que dificilmente atingem o nível de qualidade alcançado com os procedimentos normalizados.

A resistência real do concreto na estrutura, apesar da origem do mesmo traço que foram moldados os corpos-de-prova, geralmente apresenta resistência inferior, esta diferença se deve principalmente às condições de transporte, lançamento, adensamento e cura, em geral mais deficiente nas obras, ora denominada como resistência efetiva do concreto (CREMONINI, 1994). Outro fator que pode justificar a redução da resistência é o alívio de tensões após a extração, pois está relacionada ao grau de confinamento da amostra.

Ocorre possibilidade de determinação da resistência efetiva do concreto através da moldagem de corpos-de-prova, deixando-os nas mesmas condições da estrutura, não sendo satisfatório. Primeiramente pelas diferenças de geometria das peças em relação aos corpos-de-prova, condições de lançamento e adensamento, além do procedimento não contemplar a homogeneidade das condições de controle, portanto o procedimento não é recomendado.

2.4 PATOLOGIA DAS ESTRUTURAS

No Brasil, o uso do concreto iniciou-se no começo do século XX e intensificou-se a partir da década de 50, devido a migração de pessoas da zona rural para as cidades, em busca de oportunidades e melhores condições de vida, desta forma as cidades foram obrigadas a acolher estas pessoas, impulsionando assim a engenharia, na busca de inovações e produtividade, tanto na área da habitação quanto nas obras de infra-estrutura urbana (ANDRADE; COSTA E SILVA, 2005).

Segundo Andrade e Costa e Silva (2005), nesta época a qualidade das estruturas era basicamente avaliada através de exigências mecânicas, com o decorrer do tempo as obras foram envelhecendo e gradativamente, os problemas foram surgindo.

Outro fator a ser considerado é a racionalização no mercado da engenharia civil, onde a tendência é a busca de metodologias que visem minimizar os custos e evitar o desperdício de materiais. Ocasionalmente, a redução dos custos vai além do aumento da produtividade, atingindo a qualidade da obra, onde técnicas desenvolvidas durante anos são ignoradas, visando a maximização dos lucros.

Antigamente acreditava-se que o concreto teria duração ilimitada, no entanto, a cada dia percebe-se um número cada vez maior de estruturas com problemas.

Desta forma, surge a necessidade de reavaliação dos processos buscando experiências adquiridas ao longo do tempo, desenvolvendo estudos a fim de verificar as causas dos problemas e as devidas ações corretivas possíveis de serem adotadas.

Segundo Souza e Ripper (1998) entende-se por “Patologia das Estruturas” o campo da engenharia que estuda as origens, formas de manifestações, conseqüências, mecanismos de ocorrência das falhas e ainda sistemas de degradação das estruturas. Comumente a patologia busca abordar, de forma científica, o comportamento estrutural desde as etapas de projetos até a manutenção da estrutura.

2.5 DURABILIDADE E VIDA ÚTIL DAS ESTRUTURAS

Genericamente, o termo durabilidade pode ser entendido como a capacidade do concreto em desempenhar as funções que lhe foram atribuídas, de maneira satisfatória, quando exposto ao ambiente para o qual foi projetado, durante um período de vida previsto, sem a necessidade de elevados custos de manutenção e reparo.

Complementando, Neville (1997) afirma que a durabilidade do concreto depende da sua permeabilidade, ou seja, da facilidade com a qual os líquidos e gases, podem ingressar no mesmo ou se movimentarem em seu interior.

Os principais problemas na durabilidade das estruturas se manifestam através da degradação do concreto, que tem sua origem, principalmente devido a fatores externos, que se dá pela penetração de agentes agressivos na forma de gases, vapores ou líquidos através de poros ou fissuras, resultando desde ações mecânicas, físicas, físico-químicas ou até biológicas. A interação entre as características do concreto e as condições ambientais, é essencial para a durabilidade das estruturas de concreto (NEPOMUCENO, 2005).

A água pode ser considerada o principal meio de transporte de agentes agressivos para o interior do concreto, originando os principais processos químicos de degradação do mesmo. Os aspectos físico-químicos desta degradação estão associados ao transporte de água em sólidos porosos, que devido aos movimentos da umidade interna e mudanças de estado, provocam rupturas, devido às variações volumétricas da mesma. Adicionalmente, a água pode estar relacionada à ocorrência de processos físicos de deterioração, tais como: desgaste superficial do concreto, ocorrências de congelamento e degelo, cristalização de sais etc. (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

As Figuras 2.1 e 2.2 demonstram uma visão geral da forma como é feita a classificação das causas da deterioração do concreto por reações físicas e químicas com seus principais efeitos.

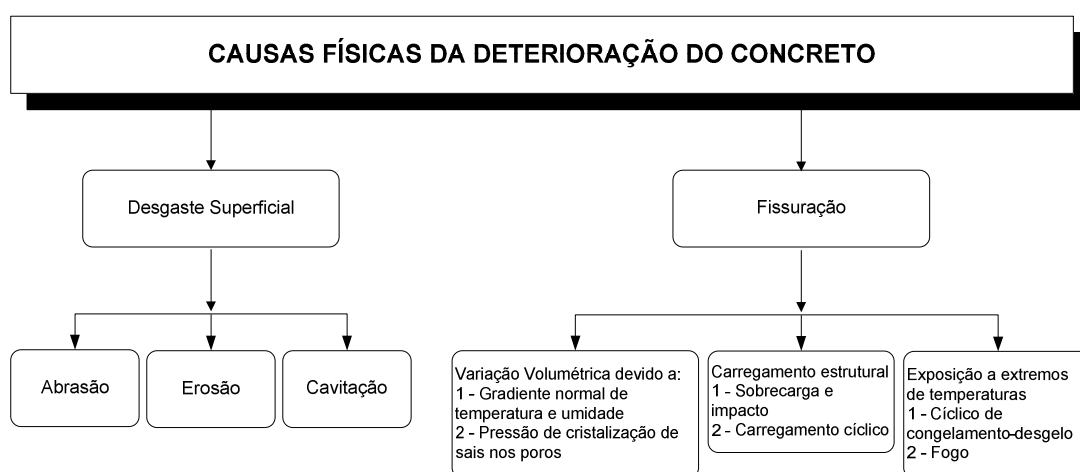
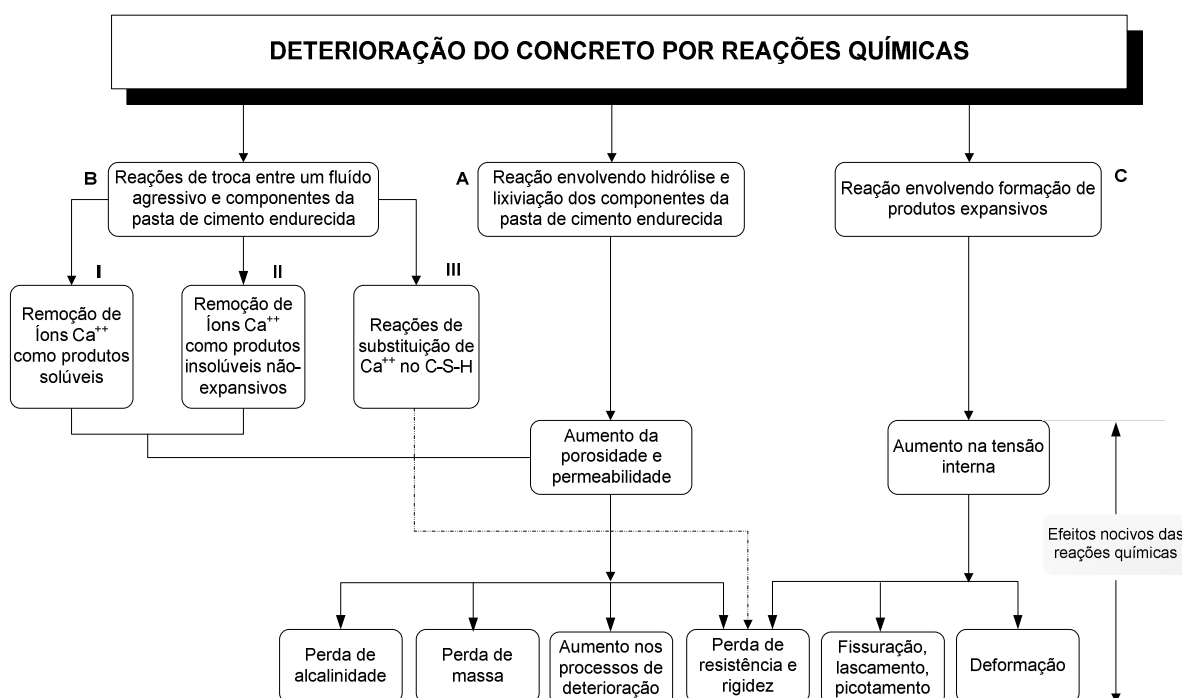


Figura 2.1 – Causas físicas da deterioração do concreto

Fonte: Mehta, P.K.; Gerwick. Jr., B.C., apud Mehta e Monteiro (2008).



A: ataque de água mole no hidróxido de cálcio e C-S-H presentes nos cimentos Portland hidratados;

B (I): solução ácida formando componentes solúveis de cálcio, como cloreto de cálcio, sulfato de cálcio, acetato de cálcio ou bicarbonato de cálcio;

B(II): solução de ácido oxálico e seus sais, formando oxalato de cálcio;

B(III): ataque de longa duração de água do mar enfraquecendo o C-S-H pela substituição de Ca^{2+} por Mg^{2+} ;

C: ataque por sulfato formando etringita e gesso, reação álcali-agregado, corrosão da armadura no concreto, hidratação de MgO e CaO cristalinos.

Figura 2.2 – Causas químicas da deterioração do concreto

Fonte: Mehta, P.K.; Gerwick. Jr., B.C., apud Mehta e Monteiro (2008).

Segundo Helene (1997), um fator que está intimamente relacionado às ações físicas e químicas que atuam sobre o concreto é a agressividade do meio ambiente, independentemente das ações mecânicas, das variáveis volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras influências previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2003 no intuito de estabelecer critérios que conferem maior durabilidade às estruturas de concreto, classifica a agressividade do ambiente de acordo com o risco de deterioração da estrutura, além do aumento da resistência do concreto para projetos realizados após a vigência da mesma, definindo também os valores máximos para a relação água / cimento e novas espessuras para cobrimento de armaduras, de acordo com a classe de agressividade do ambiente.

A dificuldade em quantificar o que seria vida útil de uma estrutura, se dá em função da complexidade dos mecanismos de agentes agressivos do concreto. Os agentes atuam de forma gradativa, com maior ou menor intensidade, dependendo do tipo do ataque, da qualidade do concreto, além dos cuidados nas fases de projeto, execução, uso e manutenção. A ABNT NBR 6118:2003 define que o concreto deve manter sua integridade com relação à segurança, estabilidade e aptidão em serviço, mas não especifica um valor para definição da vida útil (ANDRADE, 2005).

Segundo Helene (1993) existem três tipos de vida útil que uma estrutura pode apresentar, conforme ilustra a figura 2.3:

Vida útil de projeto (a): neste estágio os agentes agressivos ainda estão penetrando na estrutura, sem causar danos efetivos;

Vida útil de serviço ou utilização (b): nesta fase, os efeitos dos agentes agressivos começam a se manifestar, como manchas devido à corrosão das armaduras ou fissuração do concreto por ataque químico;

Vida útil total (c): corresponde à ruptura e ao colapso parcial ou total da estrutura;

Vida útil residual (d): corresponde ao período de tempo no qual a estrutura será capaz de desenvolver suas funções após passar por uma vistoria e / ou intervenção.

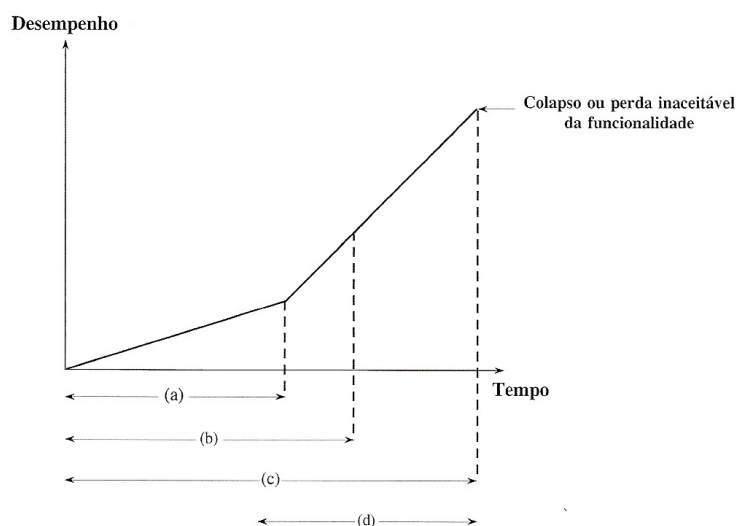


Figura 2.3 – Vida útil das estruturas

Fonte: (HELENE, 1993).

Segundo Andrade (2005), não basta apenas um concreto “durável”, vários outros itens são necessários quando o objetivo é oferecer durabilidade à estrutura, entre eles: detalhes arquitetônicos, processo construtivo, deformabilidade da estrutura, cobrimento da armadura, entre outros.

Pode-se dizer que quando um concreto deixa de preservar suas formas, a qualidade e capacidade de resistir ações que lhe foram impostas, atingiu o fim de sua vida útil, neste estágio a continuidade de sua utilização se torna “insegura e anti-econômica” (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

No entanto, o estudo da durabilidade tem evoluído bastante nos últimos anos, devido ao maior conhecimento dos mecanismos de transportes em meios porosos, como o concreto, que permite avaliar de forma quantitativa esses mecanismos, tendo como consequência a viabilidade de avaliação da vida útil expressa em anos, e não mais só de forma qualitativa (HELENE, 1997).

Desta forma deve-se estabelecer uma relação entre grau de agressividade do meio com a durabilidade do concreto presente na estrutura, todavia, a resistência da armadura também deverá ser considerada, pois qualquer um dos dois que se deteriore, poderá levar a estrutura ao colapso.

2.6 AVALIAÇÃO VERSUS INSPEÇÃO

Não deve ser confundido o termo “avaliação” com “inspeção”, com relação aos aspectos gerais sobre avaliação de estruturas acabadas o termo inspeção se caracteriza pela ação de vistoriar uma estrutura a fim de obter subsídios para sua avaliação. Com os resultados da inspeção, a partir de critérios de aceitação ou rejeição, pondera-se a respeito da conformidade dos resultados observados com os valores necessários para aceitação (REPETTE, 1991).

Sabe-se que os métodos de avaliação dependem muito das particularidades de cada estrutura, além dos objetivos e causas que levaram a tal ponto.

De forma geral os métodos básicos de avaliação se classificam em analítico e prova de carga, também conhecidos por avaliação teórica e experimental, respectivamente.

A avaliação analítica da estrutura é o método mais utilizado, no entanto deve-se conhecer as propriedades do concreto presente na estrutura, bem como, as solicitações a que está submetida. Contudo este método possui como limitação, a análise por modelagens matemáticas do comportamento físico-mecânico da estrutura.

No caso da avaliação pelo método experimental, através da aplicação de prova de carga, o ensaio não deve comprometer a segurança da estrutura, e as solicitações devem ser satisfatórias em relação as cargas efetivas da mesma. Como limitações têm-se a dificuldade de extrapolação dos resultados para áreas não ensaiadas e avaliadas através de critérios de estados limites utilizáveis. Este ensaio geralmente é indicado em casos onde não existe a possibilidade de utilização da avaliação pelo método analítico, ou no intuito de complementação da avaliação.

Na abordagem deste trabalho os aspectos concernentes à inspeção e avaliação de estruturas acabadas de concreto, são baseados no método analítico.

Segundo Repette (1991) para a inspeção e avaliação do concreto em estruturas acabadas, alguns aspectos devem ser avaliados:

- Primeiramente, a partir do projeto tem-se a resistência requerida do concreto, de forma que as solicitações impostas à estrutura, nesta fase, são estimadas variabilidades que podem ocorrer durante a execução;
- Durante a execução da obra, realiza-se uma das etapas do controle tecnológico do concreto, através da moldagem de corpos-de-prova, visando a determinação da resistência potencial do concreto, considerando condições ideais de lançamento, adensamento e cura;
- A inspeção de estruturas acabadas tem oportunidade de verificar o concreto nas condições reais, em que se apresenta e as sequelas deixadas durante os processos de execução, lançamento, adensamento e cura.

Neste contexto da inspeção das estruturas de concreto, em caso de dúvidas em relação a resistência do concreto presente, deve-se executar uma vistoria visando caracterização do estado real das mesmas.

Desta forma, torna-se de vital importância para o processo de avaliação das estruturas a obtenção da resistência efetiva do concreto, através da realização de ensaios “*in loco*”, sejam eles, destrutivos ou não destrutivos.

CAPÍTULO 3

ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

3.1 INTRODUÇÃO

Dentro da ampla gama de ensaios para avaliação de estruturas de concreto, o estudo dos chamados métodos END (Ensaaios Não Destrutivos) evoluiu bastante nas décadas de 70 e 80, quando diversos procedimentos de ensaios foram desenvolvidos na tentativa de melhor representar as características do concreto na própria estrutura. Isso ocorreu devido à necessidade de uma melhor caracterização do concreto, visto que, os ensaios padrão em corpos-de-prova, representam apenas a resistência potencial do mesmo, em condições diferentes daquele concreto na estrutura propriamente dita.

Os ensaios não destrutivos podem ser utilizados em estruturas antigas visando avaliar a integridade e capacidade de resistir às solicitações. No caso de estruturas novas, procura-se monitorar a evolução da resistência ou esclarecer dúvidas sobre a resistência ou a homogeneidade do concreto, sendo assim, os ensaios não destrutivos podem ser aplicados em estruturas de qualquer idade.

Percebe-se que estes ensaios não provocam perda da capacidade resistente da estrutura, mas podem causar pequenos danos que devem ser reparados logo após a execução dos ensaios.

Os métodos não destrutivos são divididos em diretos e indiretos, onde os não destrutivos diretos são ensaios que possuem alguma medida da resistência à compressão ou tração do concreto, e nos indiretos a resistência é estimada a partir de outras propriedades que se correlacionam com a resistência (MALHOTRA, 1976 apud CREMONINI, 1994).

Segundo Malhotra e Carette (1980) não se pode esperar que os métodos de ensaios não destrutivos possam produzir valores efetivos de resistência, pois eles se baseiam em outras propriedades do concreto, visando estimá-la.

As propriedades do concreto que podem ser avaliadas por ensaios não destrutivos são: massa específica, módulo de elasticidade, resistência, dureza superficial, absorção, permeabilidade, condições de umidade, localização de armaduras e existência de vazios e fissuração.

A acurácia para estimar a resistência a compressão pelos ensaios “in situ” e não destrutivos dependem do tipo do ensaio e podem variar entre 10 % a 25% (MALHOTRA, CARETTE, 1980).

3.2 MÉTODO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DA ONDA ULTRASSÔNICA

A determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica é um método não destrutivo de ensaio que avalia a resistência à compressão do concreto. Este método é normalizado pela ABNT NBR 8802:1994 e prescreve como determinar a velocidade de propagação de ondas longitudinais por pulsos ultrassônicos através do concreto, medidos eletronicamente.

Este ensaio permite detectar eventuais falhas de concretagem, verificar a uniformidade do concreto, avaliar a profundidade de fissuras e imperfeições, determinar o módulo de deformação e a resistência à compressão; além de monitorar as variações das características do concreto ao longo do tempo (FIGUEIREDO, 2005).

Além das finalidades citadas por Figueiredo (2005), este ensaio pode ser utilizado para investigar danos causados pelo fogo, congelamento e ação de agentes químicos.

Este método estabelece relação existente entre a velocidade de propagação de uma onda através de um meio homogêneo e isotrópico e as constantes elásticas do material, que por sua vez, esta ligada com a resistência do mesmo (MONTTOYA et al, 1981).

Basicamente o método consiste em medir o tempo de emissão e recepção da onda, onde a distância linear entre os transdutores, dividida pelo tempo, resulta na velocidade média da propagação da onda.

De uma forma simplificada “onda é uma perturbação que se propaga de um ponto ao outro, através de um meio, transmitindo energia, sem transporte de matéria” (FIGUEIREDO, 2005).

Para entendimento, da forma como a qualidade do concreto esta relacionada com a velocidade de propagação de uma onda ultrassônica, é importante observar que a velocidade da onda depende principalmente do meio de propagação, sendo a velocidade nos sólidos maior que nos líquidos, que por sua vez é maior que nos gases. Portanto quanto maior a velocidade da onda ultrassônica melhor é a qualidade do concreto. A Tabela 3.1 apresenta uma classificação da qualidade do concreto de acordo com a velocidade ultrassônica medida no ensaio (FIGUEIREDO, 2005).

Tabela 3.1 – Classificação da qualidade do concreto em função da velocidade de propagação da onda ultrassônica

Velocidade da onda ultrassônica (m/s)	Qualidade do concreto
$V > 4500$	Excelente
$3500 < V < 4500$	Ótimo
$3000 < V < 3500$	Bom
$2000 < V < 3000$	Regular
$V < 2000$	Ruim

Fonte: Whitehurt (1966) apud Figueiredo (2005).

A velocidade da onda depende principalmente dos seguintes fatores: coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade, massa específica do concreto e presença de armadura (BUNGEY, 1989; POPOVICS et al, 1995 apud EVANGELISTA, 2002).

Correlações entre a resistência e velocidade de propagação são influenciadas por inúmeros fatores, tais como: condições de umidade, relação agregado / cimento, idade do concreto, tipo, dimensão e graduação do agregado e posição das barras de aço (MALHOTRA; CARETTE, 1980).

A determinação da velocidade de propagação da onda ultrassônica pode ser feita com 3 (três) tipos de transmissão: direta, indireta e semi-direta. De forma ilustrativa, de acordo com a ABNT NBR 8802:1994, apresenta-se a seguir as três formas de transmissão:

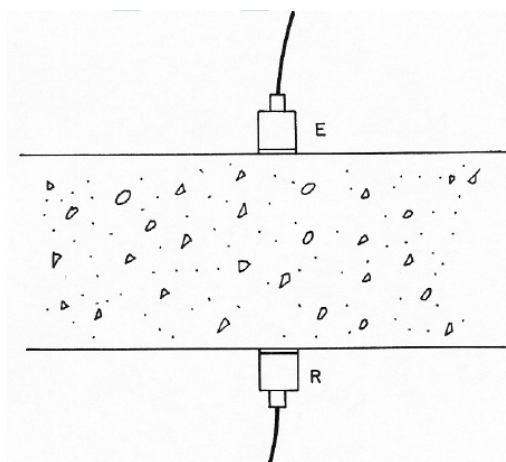


Figura 3.1 – Transmissão direta de ondas ultrassônicas

Fonte: ABNT NBR 8802: 1994.

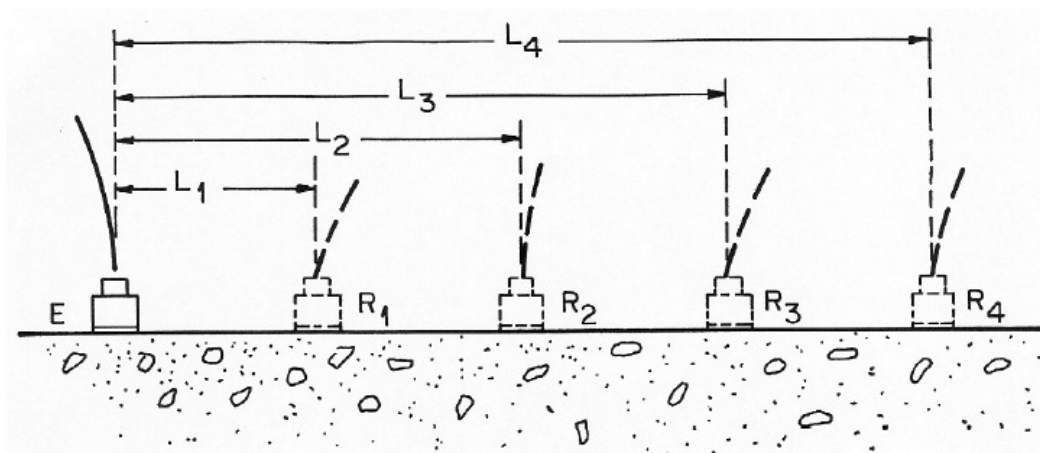


Figura 3.2 – Transmissão indireta de ondas ultrassônicas

Fonte: ABNT NBR 8802: 1994.

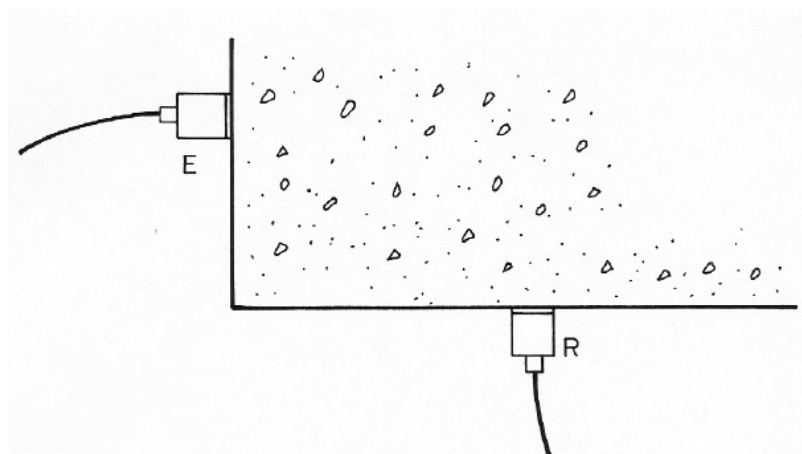


Figura 3.3 – Transmissão semi-direta de ondas ultrassônicas

Fonte: ABNT NBR 8802: 1994.

Segundo Montoya (1981) para obter resultados válidos e estabelecer uma correlação entre ruptura de testemunhos e velocidade de propagação ultrassônica é necessário que a dimensão mínima do testemunho seja maior que 1,5 a 2 vezes a longitude do impulso de onda ultrassônica.

As curvas de correlação entre velocidade de onda e resistência do concreto, obtida nas idades iniciais, não se aplicam para idades mais avançadas, pois o aumento da velocidade não ocorre na mesma proporção que o aumento da resistência. Assim ao atingir uma determinada idade a velocidade não é mais sensível ao aumento da resistência (ACI 228, 1989 apud EVANGELISTA, 2002).

De acordo com Malhotra e Carrette (1980) levando em consideração o tipo de cimento, proporção da mistura e condições de cura, a precisão entre a resistência do concreto na estrutura e o pulso ultra sônico pode alcançar 20 %.

Uma atenção especial deve ser dada à superfície de contato entre o transdutor e concreto, que deve permitir o perfeito acoplamento do aparelho, devendo-se evitar as superfícies já acabadas, pois não são representativas (EVANGELISTA, 2002).

Segundo Malhotra e Carrette (1980) a combinação do método da velocidade da onda ultrassônica e ensaio de esclerometria é baseada no intuito de aumentar a precisão na estimativa da resistência do concreto na estrutura.

3.3 MÉTODO DA PENETRAÇÃO DE PINOS

A penetração de pinos é uma técnica que correlaciona a resistência do concreto com a profundidade de penetração de um pino ou parafuso, sendo este disparado por um dispositivo ativado a base de pólvora contra uma superfície de concreto. O procedimento de ensaio normalizado é descrito na ASTM C 803:2003.

O equipamento utilizado para disparar este pino composto por uma liga de elevada dureza é conhecido como penetrômetro *Windsor* ou pistola finca-pinos.

O método é baseado na energia cinética inicial do pino e na absorção de energia pelo concreto. O pino penetra até que sua energia cinética seja absorvida pelo concreto, tanto pela fricção quanto pela fratura do concreto (ACI 228, 1978 apud EVANGELISTA, 2002)

No Brasil utilizam-se pistolas e pinos da marca *Walsywa*, para fazer adaptação ao método.

O comprimento do pino exposto é uma medida da resistência à penetração do concreto, onde, fazendo uso de curvas de calibração se estima a resistência do mesmo. Internacionalmente o sistema é denominado “*Windsor Probe*” (EVANGELISTA, 2002).

Os pinos de penetração são cravados em conjuntos de três, usando o valor médio como resultado do ensaio (ASTM C 803:2003).

Segundo Neville (1997), para condições de ensaios estabelecidos, a profundidade de penetração é inversamente proporcional a resistência à penetração do concreto, sem no entanto, fixar base teórica para essa proposição, pois tanto a resistência do concreto quanto a penetração do pino dependem muito da dureza do agregado graúdo, visto que partículas do mesmo se fraturam no ensaio de penetração enquanto que na resistência à compressão isso geralmente não ocorre. Portanto, agregados menos resistentes permitem maior penetração, enquanto a resistência a compressão pode não alterar devido a esse fato.

O equipamento utilizado no ensaio de penetração de pinos é simples, durável e não muito sensível à experiência do operador (EVANGELISTA, 2002).

Este ensaio é usado para estimar a resistência à compressão e uniformidade do concreto, sendo muito útil para prever a possibilidade de retirada das formas, pelo fato que o ensaio pode ser feito com disparos através da madeira (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

3.4 MÉTODO DE ARRANCAMENTO “PULL OFF”

O ensaio de arrancamento consiste em inserir no concreto ainda fresco, um elemento metálico de aço em formato especial, com uma extremidade aumentada. Então, o aço inserido é puxado para fora do concreto e a força necessária para arrancá-lo é medida com o uso de um dinamômetro. Quando a peça é arrancada junto com ela é extraído um pedaço de concreto, com a forma aproximada de um cone, em consequência da geometria da peça e do anel de suporte do macaco (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Conforme ilustrado na Figura 3.4, um anel de contenção é usado para dar forma definida à ruptura.

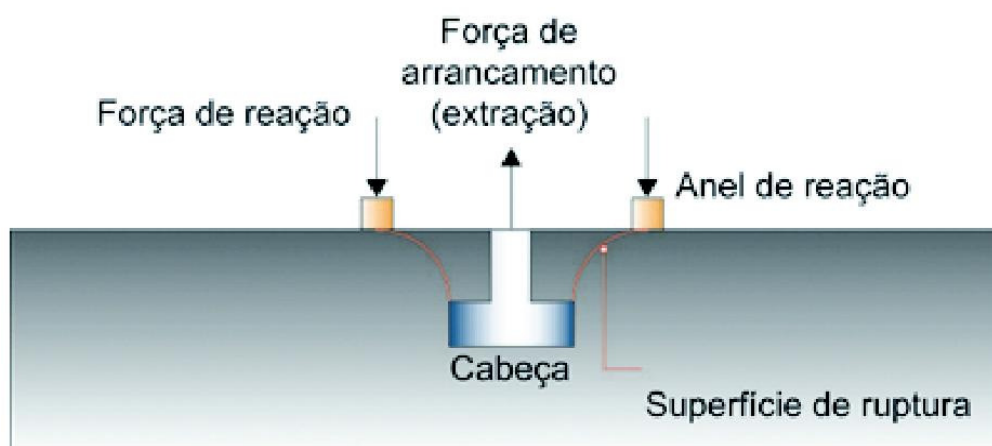


Figura 3.4 – Diagrama esquemático do ensaio de arrancamento

Fonte: ACI 228.1R-95, 2002 apud Mehta e Monteiro, 2008.

A ASTM C 900:2006 estabelece que a profundidade do concreto acima da extremidade aumentada deve ser maior que o diâmetro dessa extremidade. Limitando também o diâmetro do anel de apoio em relação ao diâmetro da extremidade da peça, assegurando assim que o ângulo do vértice do tronco de cone esteja compreendido entre 54° e 74°.

Segundo os autores Mehta e Monteiro (2008), quando o ensaio for realizado para determinar o tempo ideal de desfôrma, o ensaio não precisa ser levado até o fim. Neste caso pode-se aplicar uma carga pré-estabelecida e, se a peça não for arrancada, pode-se

admitir que o concreto atingiu a resistência correspondente. Durante a execução do ensaio, um estado complexo se configura no interior do concreto, e os critérios que regem a ruptura não são claros, incluindo: (a) ruptura causada por esmagamento do concreto, (b) tenacidade à fratura do concreto e (c) interligação do agregado na fissura circunferencial, devido a esse fato recomenda-se estabelecer uma relação entre o ensaio de arrancamento e resistência à compressão.

Segundo Malhotra (1975) apud Neville (1997), o ensaio de arrancamento é preferível ao esclerométrico, pois envolve maior volume de concreto.

O ensaio de arrancamento é uma técnica de simples execução, além de ser um procedimento rápido, sua principal vantagem é a possibilidade de tentar medir a resistência do concreto na obra, em contrapartida, sua principal desvantagem é a necessidade de ser planejado com antecedência, ao contrário da maioria dos ensaios “*in loco*” (MEHTA, MONTEIRO, 2008).

3.5 MÉTODO DA MATURIDADE

Pode-se dizer que este método é um pouco diferente dos demais, seu princípio básico é monitorar a temperatura interna do concreto, ao longo da pega, endurecimento e etapas de desenvolvimento da resistência do concreto.

Segundo Mehta e Monteiro (2008) pode-se expressar a resistência do concreto em função da combinação tempo - temperatura, devido ao fato de que o grau de hidratação depende destes dois fatores.

Portanto, pode-se dizer que a resistência é uma função do Σ (intervalo de tempo x temperatura), e este somatório é denominado maturidade (NEVILLE, 1997).

Contudo, neste método, adota-se que para uma determinada composição, os concretos de mesma maturidade atingirão a mesma resistência, independente da combinação tempo-temperatura.

Como função para a maturidade pode-se assumir (MEHTA; MONTEIRO, 2008):

$$M(t) = \sum (T_{\alpha} - T_0) \Delta t \quad \text{Equação 3.1}$$

Ou utilizando limite:

$$M(t) = \int_0^t (T_{\alpha} - T_0) dt \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde:

$M(t)$ = função maturidade;

Δt = intervalo de tempo;

T_{α} = temperatura média do concreto durante o intervalo de tempo Δt ;

T_0 = temperatura de referência;

$d(t)$ = variação de tempo

Considera-se como temperatura de referência, um valor entre -12 °C e -10 °C, abaixo da qual não existe ganho de resistência com o tempo. No entanto, utiliza-se como referência o valor de -10 °C, pois este valor foi validado para a idade de 28 dias. A maturidade é expressa em °C × horas ou °C × dias (NEVILLE, 1997).

A função maturidade permite a determinação de uma idade equivalente de cura, para certa temperatura de referência (MEHTA; MONTEIRO, 2008):

$$t_e = \frac{\sum (T_{\alpha} - T_0) \Delta t}{(T_r - T_0)} \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde:

t_e = idade equivalente de cura;

T_r = temperatura de referência;

T_{α} = temperatura média do concreto durante o intervalo de tempo Δt ;

T_0 = temperatura de referência;

Δt = intervalo de tempo.

A equação de maturidade pode ser utilizada somente para concretos com cura úmida. Contudo a relação entre resistência e maturidade depende principalmente da temperatura, do tipo de agregado, tipo do cimento e da relação água / cimento. (NEVILLE, 1997).

Ainda Segundo Neville (1997), a maturidade do concreto pode ser monitorada através de medidores de maturidade, que são medidores de temperatura combinados com relógios, inseridos no concreto, que relacionam a temperatura do concreto em relação ao tempo e apresentam um valor em $^{\circ}\text{C} \times \text{horas}$.

A Figura 3.5 apresenta o efeito da temperatura de cura nas primeiras idades do concreto com relação à resistência, quando a equação 3.1 é usada com $T_0 = -10^{\circ}\text{C}$ (MEHTA; MONTEIRO, 2008). Ao longo do desenvolvimento da resistência do concreto, a temperatura causa influência em dois sentidos controversos, nas primeiras idades, temperaturas mais altas, provocam um aumento na resistência do concreto, enquanto que em idades mais avançadas, ocorre o contrário, onde temperaturas mais baixas propiciam uma microestrutura mais uniforme da pasta, com maior resistência final.

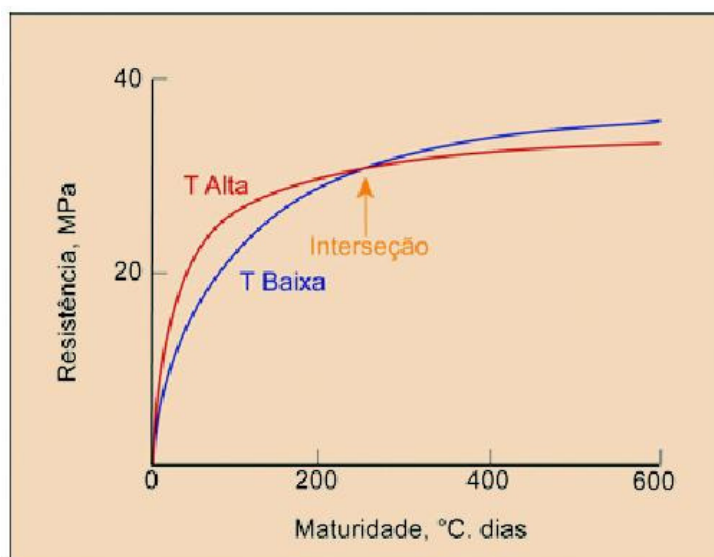


Figura 3.5 – Influência da temperatura de cura nas primeiras idades na relação resistência maturidade quando a equação 3.1. é usada com $T_0 = -10^\circ\text{C}$

Fonte: Carino (1991) apud Mehta e Monteiro, 2008.

Como desvantagem do método tem-se a pontualidade do ensaio, se fazendo necessária, em alguns casos, uma grande quantidade de pontos a serem investigados e tratados.

O método é normalizado pela norma americana ASTM C 1074:2004, e pode ser considerado simples e preciso para determinar a resistência à compressão inicial do concreto, especialmente para países de clima frio (HULSHIZER, 2001 apud EVANGELISTA, 2002).

Apesar do ensaio de esclerometria ser não destrutivo optou-se por colocá-lo em um capítulo separado, devido a sua utilização na pesquisa experimental do presente trabalho.

CAPÍTULO 4

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MEDIANTE ENSAIO DE ESCLEROMETRIA

4.1 INTRODUÇÃO

O ensaio de dureza superficial do concreto pelo esclerômetro de reflexão é prescrito no Brasil pela ABNT NBR 7584:1995, e nos EUA padronizado pela ASTM C 805:2008.

Este método foi idealizado por Ernst Schmidt, em 1948, por isto conhecido como esclerômetro *Schmidt*, sendo um dos mais antigos métodos não destrutivos, ainda muito usado (NEVILLE, 1997).

4.2 DESCRIÇÃO DO MÉTODO

O método consiste em um martelo controlado por uma mola que desliza por um pistão. Para a avaliação da dureza superficial do concreto, o operador exerce um esforço sobre o pistão contra uma estrutura, ele reage contra a força da mola; e quando completamente estendida a mola é automaticamente liberada. O martelo choca no embolo que atua contra a superfície do concreto e a massa controlada pela mola recua, deslizando com um ponteiro de arraste ao longo de uma escala guia que é usada para indicar o valor da reflexão do martelo. (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

Segundo Coutinho (1973) existem 3 tipos de esclerômetros de reflexão: os que se destinam para peças delgadas (tipo L), peças pesadas (tipo M) e peças com dimensões correntes

(tipo N), que diferem-se pelo valor da energia de choque, $0,075 \text{ kg}\times\text{m}$, $3 \text{ kg}\times\text{m}$ e $0,225 \text{ kg}\times\text{m}$, respectivamente.

A Figura 4.1 apresenta a seção longitudinal do esclerômetro tipo Schmidt:

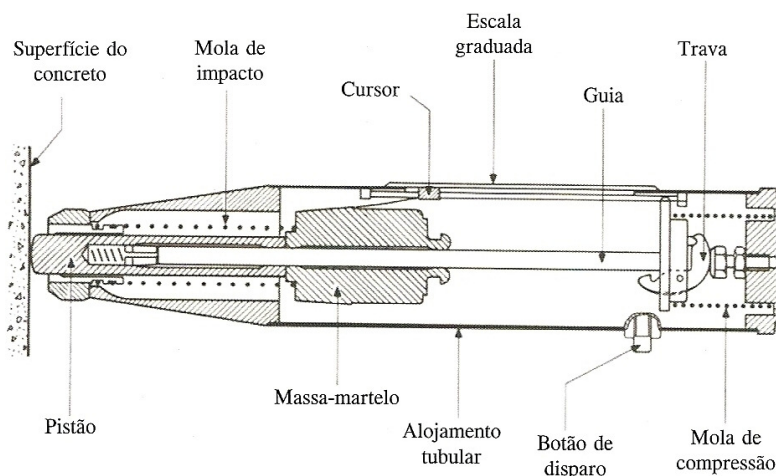


Figura 4.1 – Seção longitudinal do esclerômetro tipo Schmidt

Fonte: Mindess e Young (1981) apud Figueiredo (2005).

A ABNT NBR 7584:1995 prescreve 4 tipos de esclerômetros com energia de percussão de $30 \text{ N}\times\text{m}$. (indicado para grandes volumes de concreto), $2,25 \text{ N}\times\text{m}$., $0,90 \text{ N}\times\text{m}$. e $0,75 \text{ N}\times\text{m}$.

4.3 DESCRIÇÃO DO ENSAIO

A superfície sobre a qual será realizado o ensaio deve estar no mínimo de 3 cm a 4 cm da borda da peça, apresentar superfície lisa (polida com uma pedra de carboneto de silício), isenta de nichos de pedras e sem qualquer camada aderente, como o reboco por exemplo. Deve-se evitar a camada superior das peças, não só por sua rugosidade, mas também, por se tratar de uma parte da estrutura com resistência menor, devido a exsudação de água ascendente, podendo assim prejudicar os resultados do ensaio. Portanto, concretos com textura aberta, não devem ser ensaiados.

No caso de peças isoladas, as mesmas devem ser afixadas ou apoiadas em estruturas que permitam maior rigidez ao elemento, pois movimentações podem reduzir o índice esclerométrico.

Segundo Coutinho (1973) estruturas delgadas, como lajes ou placas com menos de 10 cm de espessura e pilares com menos de 15 cm, a deformação das peças podem falsear os resultados, devendo neste caso ser utilizado o esclerômetro de Schmidt tipo L, ou atuar junto aos apoios.

O ensaio de esclerometria requer certa habilidade do operador com relação ao manuseio do equipamento e escolha dos pontos onde serão realizados os impactos, devido ao fato do aparelho ser sensível as variações do concreto, se o choque ocorrer sobre uma superfície com armadura, um elemento inerte, ou até mesmo um agregado, o índice esclerométrico será elevado, por outro lado, se o choque ocorrer em cima de um vazio, o índice será baixo. Por isso é conveniente escolher pontos pouco armados e sem vazios, além de fazer para cada área de ensaio uma série de no mínimo 9 e no máximo 16 impactos, sendo o índice a média das determinações, de acordo com a ABNT NBR 7584:1995.

4.4 RELAÇÃO ENTRE ÍNDICE ESCLEROMETRICO E TENSÃO DE RUPTURA

Através do índice esclerométrico fornecido pelo aparelho, estima-se a resistência do concreto através de tabela e curvas fornecidas pelo fabricante do aparelho, que correlaciona resistência à compressão de corpos-de-prova com seus respectivos índices esclerométricos (ABNT NBR 7584:1995). Todavia o concreto utilizado para a calibração do aparelho pode ser diferente do concreto a ser ensaiado, recomenda-se verificação prévia com concretos de qualidades semelhantes (CÁNOVAS, 1988).

Tabela 4.1 – Tensão de ruptura à compressão em função do índice esclerométrico

Índices Esclerométricos	Resistência à Compressão kgf/cm ²
< 20	< 100
20 a 30	100 a 200
30 a 40	200 a 350
40 a 50	350 a 500
> 50	> 500

Fonte: Chefdeville (1955) apud Coutinho (1973).

4.5 VANTAGENS, LIMITAÇÕES E APLICAÇÕES

Neste ensaio os danos causados na superfície são praticamente nulos, podendo ocorrer marcas em concretos novos ou de baixa resistência.

O equipamento é leve, fácil de ser transportado e manuseado, de fácil operação, relativamente barato, e fornece uma grande quantidade de dados rapidamente.

Segundo Carino (1994) o martelo de *Schmidt* é o ensaio não destrutivo para concreto mais amplamente utilizado, sendo a venda do aparelho incentivada pelo seu baixo custo.

Este ensaio pode fornecer uma boa avaliação da uniformidade do concreto em uma estrutura ou na fabricação de artefatos pré-moldados, acompanhamento do aumento da resistência do concreto com o tempo, além de estimar a resistência do concreto com base nas curvas de correlação, por exemplo, auxiliando na decisão de remoção de escoramento, na colocação de uma estrutura em serviço ou decidir sobre a necessidade de realização de ensaios mais complexos, como extração de testemunhos.

A verificação da resistência à abrasão de pisos de concreto, também pode ser avaliada pelo esclerômetro, pois sua resistência depende muito da dureza superficial (NEVILLE, 1997).

Ademais, o ensaio de esclerometria não determina a resistência do concreto, mas sim, fornece uma correlação, não sendo aceito em substituição ao ensaio de resistência à compressão.

Este método se bem utilizado é uma ferramenta de grande utilidade, porém, se empregado por pessoas inexperientes, pode conduzir a informações não condizentes com a realidade.

Todavia a interpretação dos resultados requer um cuidado maior devido ao grande número de parâmetros que influem nos resultados (COUTINHO, 1973).

A principal limitação do método é o fato dos resultados serem representativos somente de uma zona superficial do concreto, cerca de 30 mm a 50 mm de profundidade, para que o ensaio represente o concreto como um todo, é necessário que o interior do mesmo esteja

nas mesmas condições da camada superficial, o que dificilmente ocorre (COUTINHO, 1973, TEODORU, 1988).

Contudo, Malhotra (1984) apud Mehta e Monteiro (2008) aponta que os ensaios realizados com esclerômetro, devidamente calibrado, conduz a uma precisão na estimativa da resistência do concreto nos corpos-de-prova em laboratório variando entre 15 % e 20 % e em estruturas de concreto na ordem de 25 %.

4.6 FATORES QUE INFLUENCIAM OS RESULTADOS DO ENSAIO

Os resultados que se obtém podem ser afetados por muitas variáveis, entre elas: o fenômeno da carbonatação, rugosidade da superfície, umidade do concreto, tamanho e rigidez da peça, concentração de agregado graúdo na superfície, posição da armadura e posição do martelo.

4.6.1 Carbonatação

A carbonatação pode afetar o ensaio fornecendo índices esclerométricos mais altos que os valores reais, visto que, a carbonatação aumenta a resistência do concreto. Segundo Coutinho (1973) este efeito é relevante para concreto com idade superior a alguns meses.

De acordo com a ABNT NBR 7584:1995 e ABNT NM 78:1996 concretos carbonatados podem superestimar os índices esclerométricos em até 50 %, em função da camada de carbonatação.

4.6.2 Rigidez do elemento

De acordo com várias normas técnicas, a rigidez das peças ensaiadas deve ser alta o suficiente para evitar vibrações durante o impacto causado pelo martelo, qualquer vibração reduzirá o índice esclerométrico, provocando imprecisão nos resultados. Para comparações entre elementos estruturais o ensaio deve ser realizado em elementos com rigidez similar.

4.6.3 Posição do aparelho durante a execução do ensaio

O esclerômetro deve ser usado ortogonalmente à área de ensaio, mas a posição do esclerômetro em relação a vertical também tem influência sobre o valor do índice esclerométrico, devido a ação da gravidade. Caso o martelo não esteja na posição horizontal, o índice esclerométrico deve ser corrigido com a utilização de escalas presentes no aparelho, desde que conheça o ângulo com a horizontal no momento do ensaio.

4.6.4 Uniformidade da superfície de ensaio

De acordo com várias normas técnicas, este ensaio requer uma superfície lisa e bem compactada, não sendo representativo em concretos com textura aberta ou com agregados expostos.

O índice esclerométrico também pode ser influenciado pelo tipo de acabamento da superfície do concreto, em geral superfícies desempenadas são mais duras que as superfícies que não são (EVANGELISTA, 2002).

4.6.5 Idade e tipo de cura do concreto

A ABNT NBR 7584:1995 cita que a influência da idade na dureza superficial do concreto em relação a obtida na idade de 28 dias, está relacionada à influência da cura e processos de carbonatação, isto é, correlações de dureza e resistência não são automaticamente válidas para idades inferiores a 14 dias e superiores a 60 dias.

De acordo com Bungey (1989) apud Evangelista (2002) variações no endurecimento inicial, cura e condições de exposição do concreto influenciam a relação dureza superficial e resistência, e acrescenta ainda que os métodos de cura possam afetar as condições de umidade do concreto.

4.6.6 Condições de umidade

Superfícies úmidas produzem índice esclerométrico mais baixo que superfícies secas, segundo Bungey (1982) apud Mehta e Monteiro (2008), esta diferença poder chegar a 20%.

4.6.7 Tipo e dimensão do agregado graúdo

Segundo Mehta e Monteiro (2008) o tipo e a quantidade de agregado exercem muita influência no índice de reflexão, ainda que este fator pouco represente para determinação da homogeneidade do concreto, ele se torna muito importante na correlação do índice esclerométrico com a resistência. Às vezes, se fazendo necessário, identificar o agregado e obter uma curva de calibração.

Segundo Neville (1997) o índice esclerométrico é o resultado da energia absorvida pelo concreto, estando relacionado tanto com a resistência quanto com a rigidez do mesmo; como esta última é influenciada pelo tipo de agregado usado, pode-se dizer que o índice esclerométrico não está relacionado, apenas, com a resistência do concreto, mas também com o tipo de agregado utilizado. A figura a seguir apresenta um gráfico relacionando resistência a compressão e índice esclerométrico em diversos agregados.

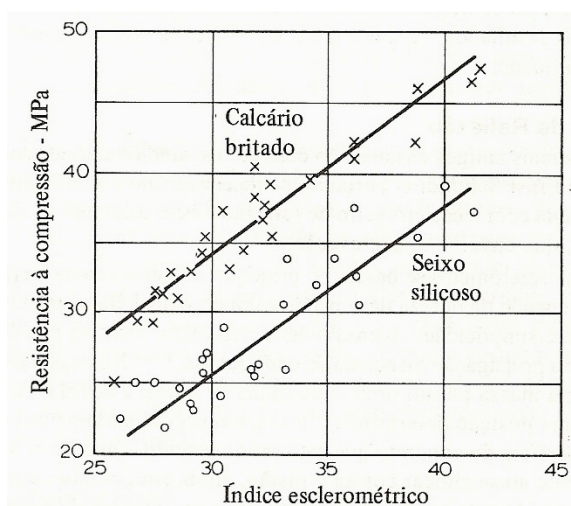


Figura 4.1 – Relação entre resistência a compressão de cilindros de concreto feitos com diversos agregados
Ensaio feito nas partes laterais do cilindro com esclerômetro na posição horizontal.

Fonte: Neville, 1997.

4.6.8 Recomendações quanto às curvas de calibração

A ABNT NM 78:1996 aconselha a preparação de concretos com diferentes valores de relação água / cimento, variando de 0,40 a 0,70, com incrementos de 0,05, onde para cada relação água / cimento, recomenda-se a moldagem no mínimo de dois corpos-de-prova preferencialmente de 150 mm x 300 mm. Deve-se determinar inicialmente, o índice esclerométrico e posteriormente a resistência à compressão do corpo-de-prova. Calcula-se a média aritmética desses valores, definindo um ponto da curva de correlação. Os corpos-de-prova devem ser retirados da cura úmida 48 horas antes da ruptura. O ensaio de esclerometria deve ser realizado em três posições do corpo-de-prova cerca de 120° entre si.

A ABNT NBR 7584:1995 destaca que deve-se obter correlações confiáveis para concretos locais, pois curvas de calibração fornecidas pelos fabricantes, referem-se a concretos produzidos em outros países com propriedades diferentes.

A ASTM C805:2008 recomenda que os índices esclerométricos devem ser correlacionados com resultados de ensaios de testemunhos extraídos da estrutura.

Recomendações de normas para associação de ensaios não destrutivos com a extração de testemunho são bastante viáveis, como exemplo, pode-se avaliar a homogeneidade do concreto através da esclerometria para posterior extração dos testemunhos, possibilitando a redução do número de amostras a serem extraídas.

CAPÍTULO 5

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MEDIANTE EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS

5.1 INTRODUÇÃO

Para os casos em que é necessário avaliar a resistência do concreto na estrutura acabada, a extração de testemunhos é um ensaio muito utilizado. Quando da extração de testemunhos, deve-se ter claramente os objetivos da atividade, tanto para escolhas dos locais onde serão extraídos os testemunhos quanto para análise dos resultados. Esses objetivos podem ser a avaliação da resistência de uma determinada região crítica da estrutura ou de uma parte suspeita de ter sido danificada, ou ainda estimar um valor de resistência representativo de toda estrutura, sendo necessária neste caso, uma amostra aleatória que represente a estrutura como um todo.

Alguns ensaios não destrutivos, como a esclerometria e velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, têm a desvantagem de não medir a resistência à compressão e sim outras propriedades que se supõe correlacionadas a ela. Desta forma, parece mais interessante aprimorar os conhecimentos técnicos no ensaio de extração de testemunhos buscando superar as suas limitações.

Desta forma, destacam-se algumas vantagens da extração de testemunhos com diâmetros pequenos:

- Volume retirado da estrutura de concreto é bastante reduzido;
- Mais fáceis de manusear;

- Menor espaço físico para armazenagem;
- Redução no desgaste do equipamento de extração;
- Possibilidade de utilização de extratoras com motor de menor potência, com menor custo de aquisição e / ou amortização;
- Menor capacidade de carga da prensa;
- Comprimento do testemunho necessário para atingir a esbeltez padrão de 2 é menor.

As conclusões dos estudos realizados são conflitantes em relação a validade dos resultados dos ensaios à compressão destes testemunhos, pois, uma das principais dificuldades está na interpretação dos resultados, devido às influências que podem atingir os resultados.

5.2 DESCRIÇÃO DO ENSAIO

A extração de testemunhos consiste em retirar amostras de concreto da estrutura a fim de medir as propriedades do mesmo. Os testemunhos são geralmente de formato cilíndrico, pois na operação utiliza-se uma extratora rotativa com broca diamantada, sob refrigeração de água. É de suma importância salientar a importância da habilidade do operador, a fim de minimizar os danos causados ao testemunho pela vibração causada pela extratora.

Segundo Gutschow (1995) quando o volume de concreto a ser avaliado é muito grande (um prédio, por exemplo) deve-se dividi-lo em regiões que formem estatisticamente uma mesma população.

Os procedimentos se diferenciam de acordo com os objetivos que levaram à investigação, destacando-se dois objetivos principais: comparar os resultados da resistência do concreto com o especificado no projeto e obter valores da resistência do concreto para fins de avaliação da segurança da estrutura (GUTSCHOW, 1995).

O tamanho do testemunho a ser extraído depende, primeiramente, das limitações dimensionais impostas pelo elemento estrutural a ser amostrado. Algumas peças possuem

dimensões muito reduzidas e zonas densamente armadas, limitando o diâmetro e / ou o comprimento dos testemunhos (GUTSCHOW, 1995).

Após a extração, os testemunhos precisam receber tratamento adequado antes do rompimento, ou seja, devem ser protegidos de ações deletérias como impactos, perda de umidade e ação de intempéries. Devem ser aparados no topo, com serra diamantada, capeados com enxofre e serem mantidos em umidade compatível com a estrutura da qual foram originados.

5.3 FATORES QUE INFLUENCIAM NA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE TESTEMUNHOS

Além dos fatores relativos a variabilidade do concreto na estrutura, alguns outros fatores relativos às operações de extração e ensaio de testemunhos, podem influenciar nos resultados do ensaio à compressão dos mesmos, podendo-se citar, dentre outros os seguintes:

5.3.1 Diâmetro do testemunho

Segundo Fusco (1993), as diferenças nos valores da resistência com a alteração do tamanho do corpo-de-prova, decorrem essencialmente das condições de adensamento e das condições de solicitação multiaxial durante o ensaio.

Em corpos-de-prova, em geral, para uma mesma relação altura / diâmetro, quanto maior o diâmetro, menor as resistências médias e dispersões, conhecido como efeito volume, efeito esse devido ao fato do concreto ser constituído de materiais diferentes e, à medida que se aumenta o volume de concreto, maior a probabilidade de apresentar uma porção com resistência inferior à medida, ocorrendo aí a ruptura (GUTSCHOW, 1995).

Ainda segundo Gutschow (1995), além do efeito volume, outros dois podem afetar a resistência: o efeito parede e o efeito do corte.

Em corpos-de-prova é conhecido como efeito parede, a influência que a fôrma exerce sobre o adensamento do concreto, onde os materiais se acomodam no interior do molde

formando uma camada de argamassa envolvendo os agregados. Segundo Neville (1997), quando o tamanho nominal máximo do agregado é grande, em relação ao tamanho do molde, o adensamento do concreto e a uniformidade de distribuição das partículas ficam prejudicados. Neste caso, para preencher os espaços vazios entre o agregado graúdo e a parede do molde é necessária uma quantidade maior de argamassa, indisponível numa mistura bem proporcionada.

A fim de minimizar a influência do efeito parede, várias normas especificam o tamanho do corpo-de-prova em função do tamanho nominal máximo do agregado.

Em corpos-de-prova em que o diâmetro é pequeno em relação ao tamanho máximo do agregado graúdo, a resistência à compressão cresce com o aumento do tamanho do corpo-de-prova, quando a menor dimensão do corpo-de-prova, atinge cerca de 5 a 10 vezes o diâmetro máximo do agregado, esse crescimento deixa de existir. Então a resistência começa a diminuir com o aumento do corpo-de-prova (FUSCO, 1993).

Para o efeito parede quanto maior a relação área / volume do corpo-de-prova, mais acentuado é o fenômeno.

Há uma diferença essencial entre testemunhos e corpos-de-prova, onde os testemunhos não são atingidos pelo efeito parede, quando as precauções habituais são respeitadas esse efeito torna-se desprezível (COUTINHO, 1973).

Em testemunhos, as partículas de agregado não estão totalmente envolvidas pela argamassa, pois durante a extração, ocorre a divisão das partículas de agregado que estão no contorno. Durante a execução do ensaio de compressão axial, os agregados que ficaram na camada externa e foram cortados, tendem a ser expelidos, ocasionando assim, perda de resistência dos testemunhos (GUTSCHOW, 1995).

Outro efeito que prejudica a resistência de testemunhos é o efeito deletério oriundo da operação de corte, que causa o aparecimento de microfissuras na superfície externa dos mesmos, podendo inclusive romper a ligação entre a pasta de cimento e as partículas de agregado graúdo. Para este efeito a relação perímetro / área dos testemunhos aumenta com

a diminuição do diâmetro, provocando um efeito maior nos testemunhos (CREMONINI, 1994).

Apesar de serem efeitos conhecidos, eles ocorrem simultaneamente nas superfícies laterais de todos os testemunhos extraídos, sendo muito difíceis de serem isolados e quantificados.

De acordo com Gutschow (1995) quanto menor o diâmetro do testemunho menor será a relação volume / superfície, ou seja, os testemunhos menores têm mais superfície cortada por unidade de volume, assim, a resistência em testemunhos de diâmetros pequenos pode ser reduzida em nível maior que nos grandes.

Tabela 5.1 – Relação volume / superfície lateral para cilindros de altura igual a duas vezes o diâmetro

Diâmetro do cilindro (mm)	Relação Volume / superfície lateral (mm)	%
150	37,50	100,0
100	25,00	66,7
50	12,50	33,3
35	8,75	23,3
25	6,25	16,7

O CMN NM 69:1996 determina que os diâmetros dos testemunhos cilíndricos utilizados para a resistência à compressão, devem ser pelo menos três vezes superior a dimensão nominal máxima do agregado graúdo contido no concreto, não especificando um diâmetro mínimo para a extração. No entanto a ABNT NBR 7680:2007 apesar de fixar o mesmo critério para a relação diâmetro do testemunho e dimensão do agregado, estabelece como preferencial a extração de testemunhos com diâmetro mínimo de 100 mm.

Apesar do desenvolvimento de pesquisas na busca da viabilidade e aceitação de testemunhos de pequenos diâmetros, ao acompanhar a revisão da ABNT NBR 7680:1983 para a norma vigente ABNT NBR 7680:2007, observa-se um retrocesso no sentido da aceitação deste assunto. A NBR 7680:1983 adotava como preferencial a extração de testemunhos com diâmetros de 150 mm, quando esta dimensão fosse inexecutável poderia ser extraídos testemunhos de 100 mm, desde que nas duas situações os diâmetros dos

testemunhos superassem 3 (três) vezes a dimensão nominal máxima do agregado graúdo. Ademais, permitindo ainda, que quando as situações acima não fossem possíveis, poderiam ser extraídos diâmetros menores, desde que a amostra fosse composta no mínimo por 10 testemunhos, isto é, a amostra deveria ser composta no mínimo 6 testemunhos para diâmetros igual ou superior a 100 mm, e que, o número de testemunhos deveriam ser ajustados para o mínimo de 10 unidades, no caso de testemunhos com diâmetro inferior.

As recomendações das normas ASTM C 42:2004, BS 1881 e UNE 83302 (americana, inglesa e espanhola, respectivamente) são que o diâmetro mínimo do testemunho seja de 100 mm e que o diâmetro seja igual a pelo menos três vezes o tamanho máximo do agregado. No entanto a ASTM C 42:2004, permite como mínimo absoluto que esta relação seja igual a 2, tolerando assim, diâmetros menores para uma mesma dimensão nominal máxima do agregado graúdo.

Alba (1989) apud Gutschow (1995) cita a norma alemã que admite testemunhos de 50 mm, a suíça também os admite para concretos com agregados de até 30 mm. Enquanto, a australiana estabelece como diâmetro mínimo 75 mm.

Segundo Yin e Tam (1988) apud Gutschow (1995), em 1987, *THE CONCRETE SOCIETY* publicou um adendo permitindo o uso de testemunhos com diâmetro de 50 mm.

Percebe-se uma tendência em admitir os diâmetros pequenos, reconhecendo é claro, o aumento da variabilidade dos resultados, com a diminuição do tamanho dos testemunhos.

5.3.2 Relação altura / diâmetro (esbeltez)

Ressalta-se a importância de fatores intimamente ligados à variação da resistência de corpos-de-prova relacionados à sollicitação multiaxial de corpos-de-prova, durante o ensaio. Nos ensaios à compressão axial com cilindro padrão, são utilizados corpos-de-prova com a relação altura / diâmetro igual a dois, no entanto, para corpos-de-prova extraídos, às vezes, não se conseguem corpos-de-prova com esta relação, devido ao diâmetro da coroa e a dimensão da peça, caso não consiga a relação h / d igual a 2, pode-se utilizar fatores de correção normalizados.

Durante o ensaio de corpos-de-prova, observa-se um cone de pirâmide com altura aproximadamente igual a $0,87 \times d$, onde d é diâmetro do testemunho. Assim um corpo-de-prova que possuiu altura maior que $1,7 \times d$, uma parte do corpo-de-prova estará livre do efeito de restrição dos pratos. Corpos-de-prova com altura menor que $1,7 \times d$ apresentam resistência maior que os demais. Quando, além da tensão uniaxial de compressão, atuar também a tensão de cisalhamento, a ruptura é retardada. Pode-se concluir que não é a tensão de compressão principal que induz a fissuração e a ruptura, mas provavelmente, a tensão de tração transversal. (NEVILLE, 1997).

Ainda segundo Neville (1997), a interferência da relação altura / diâmetro tem pouca influência sobre a resistência de concreto com baixa e média resistência. Como ilustra a Figura 5.1, devido a contenção dos pratos da prensa, corpos-de-prova com relação h / d menores que 1,5; possuem sua resistência aumentada repentinamente. De acordo com a figura, para h / d entre 1,5 e 4,0, a resistência varia muito pouco, e para h / d entre 1,5 e 2,5, a resistência não varia mais do que 5 % dos valores obtidos em corpos-de-prova padronizados. Quando h / d possui valor maior que 5, a resistência cai bruscamente. Assim parece apropriado a adoção da relação h / d igual a 2, primeiramente devido a diminuição das tensões do corpo-de-prova, e ainda desvios próximos a esse valor não provocam mudanças significativas no resultado final da resistência.

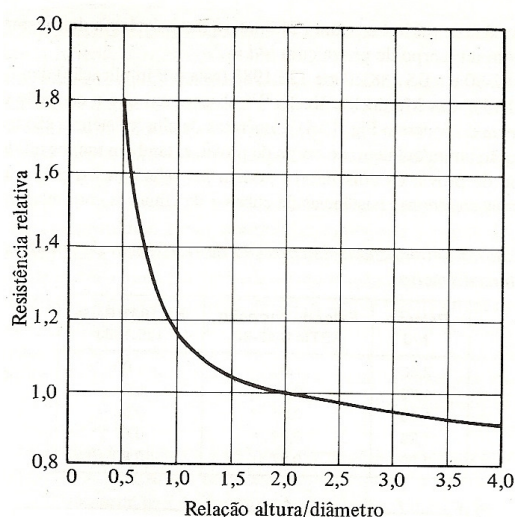


Figura 5.1 – Aspecto geral da influência da relação altura / diâmetro sobre a resistência aparente do cilindro

Fonte: Neville, 1997.

A ASTM C42:2004 dispensa correção para altura de testemunhos entre 1,9 e 2,10 vezes o diâmetro, quando a altura do testemunho for maior que 2,10 vezes o diâmetro, os testemunhos deverão ser cortados, para adequação do tamanho, quando esta relação for menor, os resultados deverão ser corrigidos, em função da relação h / d , de acordo com a Tabela 5.2.

Para as normas ABNT NM 69:96 e ABNT NBR 7680:2007 os testemunhos não devem apresentar razão de esbeltez h / d superior a dois ou inferior a um, ou seja, $1 \geq h / d \geq 2$. Para relação de h / d diferente de 2, deverão ser utilizados os dados da tabela constante na norma, como fatores de correção, a fim de minimizar os efeitos dessa relação.

Para testemunhos com altura menor que diâmetro a ABNT NBR 7680:2007 permite a montagem de corpos-de-prova para o ensaio à compressão, a partir de testemunhos extraídos de dimensões reduzidas.

Segundo a ABNT NM 69:96 testemunhos que apresentarem altura inferior a 0,95 do diâmetro, antes da preparação das bases, não devem ser ensaiados.

CREMONINI (1994), em seu trabalho apresenta um resumo dos coeficientes de correção obtidos por vários pesquisadores e normas de diversos países, conforme a Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Coeficientes de correção decorrentes da relação h / d

Pesquisador ou Norma	Relação h / d						
	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
Petrucchi	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	-	-
ABNT NBR 7680	1,00	0,97	0,93	0,89	0,83	-	-

Fonte: Cremonini, 1994.

Pelos valores apresentados, nota-se que a norma brasileira e a inglesa (BS 1881) recomendam os valores mais baixos, adotando assim, uma posição de maior segurança.

No intuito de complementar a Tabela 5.2, apresentada por Cremonini, estão apresentados na Tabela 5.3 dois estudos nacionais. O primeiro referente a extração de testemunhos em concreto de alta resistência desenvolvido na UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (MARTINS, M. L. C., FERNANDEZ-GOMEZ, J. e DAL MOLIN, D. C., 1997) e outro, complementar, apresentado pelo Centro Tecnológico Falcão Bauer (BAUER, R. J. F., CURTI, R. E TAKASHIMA, S., 1999), referente a testemunhos extraídos de concretos convencionais e elevado desempenho.

Tabela 5.3 – Coeficientes de correção decorrentes da relação h / d

Pesquisador ou Norma	Relação h / d						
	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
Trabalho UFRGS	1,00	0,98	0,96	0,93	0,89	-	-
Trabalho F. Bauer	1,00	0,98	0,96	0,92	0,88	-	-

Fonte: Bauer, R. J. F.; Curti, R. e Takashima, S., 1999.

Concretos de alta resistência são menos influenciados pela relação altura / diâmetro e forma do corpo-de-prova. Esta correlação pode ser efetuada, pois a resistência entre cubos e cilindros com h / d igual a 1, é muito pequena (MURDOK; KESLER, 1957 apud NEVILLE, 1997).

5.3.3 Presença de armadura nos testemunhos

Segundo Neville (1997), não existe nenhum fator confiável que leve em conta a presença de barra transversal de aço no interior do testemunho, a melhor solução seria a extração de testemunhos onde não tenha armadura. E, em nenhum caso, é aceito barras de aço na direção longitudinal ao eixo do testemunho.

Quando da extração de testemunhos, aconselha-se sempre que possível a análise do projeto estrutural e concomitantemente, pesquisas devem ser realizadas nas áreas de ensaio, a fim de avaliar a bitola, localização e espaçamento das armaduras, evitando assim o corte das mesmas.

Ao realizar a extração de testemunhos, as barras de aço do elemento estrutural podem ser cortadas, devendo evitar, pois, além de variações nos resultados dos testemunhos, o corte da armadura pode provocar o comprometimento da estrutura e maior dificuldade nos reparos.

Pesquisas para localização e avaliação de barras de aço no interior do concreto podem ser realizadas com o uso de equipamento eletromagnético conhecido como pacômetro ou por escarificação manual da superfície.

A ABNT NBR 7680:2007 e a ABNT NM 69:1996 relatam que os testemunhos devem ser íntegros e não conter materiais estranhos ao concreto. Permitindo testemunhos que contenham barras de aço em direção ortogonal (variando de 70° a 110° citado na ABNT NBR 7680:2007) ao seu eixo e cuja área não ultrapasse 4 % da área da seção transversal do testemunho, ou seja, um testemunho de 100 mm de diâmetro pode conter uma barra até 20 mm ou duas de 12,5 mm de diâmetro. Não é aceitável testemunhos que contenham armaduras cruzadas, dentro do terço médio da altura do testemunho e quando necessário, as barras de aço devem ser retiradas dos testemunhos destinados ao ensaio de compressão reduzindo sua altura.

A ASTM C 42:2004 recomenda que deve evitar ensaios de testemunhos que apresentem barras de aço, devendo ocorrer a retirada por corte durante sua preparação.

A norma Inglesa BS 1881 com base no estudo da *Concrete Society* (1976), citados em Cremonini (1994), adota coeficientes de correção em função do número de barras existentes no interior dos testemunhos, de acordo com as expressões a seguir:

- Caso de uma barra:

$$f_{c,corr} = f_c \times \left[1 + 1,5 \times \left(\frac{\phi_r}{\phi_c} \times \frac{l}{h} \right) \right] \quad \text{Equação 5.1}$$

- Várias barras:

$$f_{c,corr} = f_c \times \left[1 + 1,5 \times \frac{\sum(\phi_r \times l)}{\phi_c \times h} \right] \quad \text{Equação 5.2}$$

Onde:

$f_{c,corr}$ = resistência do testemunho, corrigida em função do número de barras de aço no interior do concreto;

f_c = resistência do testemunho, não corrigida em função do número de barras de aço no interior do concreto;

ϕ_r = diâmetro da barra;

ϕ_c = diâmetro do testemunho;

l = distância do eixo da barra ao extremo mais próximo do testemunho;

h = altura do testemunho.

Recomenda-se a avaliação com base nos seguintes parâmetros:

- Quando a correção das expressões resultar em valor igual ou inferior a 5 %, os valores podem ser aceitos e os valores corrigidos podem ser considerados;
- Quando a correção resultar em valores entre 5 % e 10 %, o resultado só pode ser aceito com comum acordo entre as partes da avaliação;
- Para valores de correção superiores a 10 %, deve-se extrair novos testemunhos.

Segundo Repette (1991), desta forma presume-se que a correção não deve resultar em valores superiores a 5 %; para o caso de uma barra equidistante das faces paralelas dos testemunhos a expressão para o caso de uma barra se reduzirá a:

$$\phi_r < 0,0666 \times \phi_c \quad \text{Equação 5.3}$$

Avaliando a ABNT NBR 7680:2007, tem-se:

$$\phi_r = 0,20 \times \phi_c \quad \text{Equação 5.4}$$

Onde:

ϕ_r = diâmetro da barra;

ϕ_c = diâmetro do testemunho.

Portanto, para o caso da barra estar embebida no testemunho, na direção ortogonal, a recomendação da ABNT NBR 7680, é pelo menos 3 vezes mais rigorosa que a indicação da *CONCRETE SOCIETY (ADENDO 1987)* apud REPETTE (1991).

A presença de segmentos de barras, ortogonais aos eixos do testemunho provocam uma redução na resistência da ordem 4 %, além de um ligeiro aumento da dispersão dos resultados, no entanto a diminuição da resistência pode ser desprezada, já que o resultado obtido resulta a favor da segurança (PETERSONS, 1971 apud CREMONINI, 1994; REPETTE, 1991).

5.3.4 Teor de umidade dos testemunhos

Segundo a ABNT NBR 5738:2003, os corpos-de-prova para determinação da resistência potencial do concreto devem ser curados em tanques de imersão e ser rompidos saturados, essencialmente, pelo fato desta ser a condição mais padronizável e fácil de ser reproduzida uniformemente, corpos-de-prova saturados rompem com carga menor que corpos-de-prova secos.

Mais especificamente, Neville (1997) comenta que a perda de resistência de corpos-de-prova é causada pela presença de água no interior do mesmo, provocando a expansão do gel de cimento, devido a adsorção de água, reduzindo as forças de coesão das partículas sólidas. A ação da água não é apenas superficial, pois o encharcamento do corpo-de-prova com parafina ou benzeno (que não são adsorvidos pelo gel), não provocam a diminuição da resistência. Para corpos-de-prova secos em estufa e imersos novamente em água, até a saturação, reduz a resistência aos valores dos corpos-de-prova curados continuamente em água. Portanto, o fenômeno da variação da resistência devido a presença de água no corpo-de-prova, indica ser um processo reversível.

Segundo Coutinho (1973) deve-se ter uma atenção especial em relação ao grau de umidade de um testemunho quando ensaiado. Existem duas condições a serem consideradas: testemunhos completamente secos, ou seja, sem gradiente de umidade e testemunhos com gradiente de umidade, não considerando estas condições pode levar a conclusões contraditórias. De acordo com as normalizações, a condição de saturação elimina as tensões residuais devida ao gradiente de umidade, levando ao conhecimento da resistência do concreto e não do testemunho. Este procedimento conduz a valores muito inferiores ao da estrutura real, que geralmente, não se encontra saturada, tornando esta consideração incoerente sob este aspecto.

Estas divergências levam a normalizações mais ou menos exigentes, mais exigentes como a norma inglesa BS 1881, ou menos restritas como a ABNT NBR 7680:2007 e a norma americana ASTM C 42:2004.

A seguir são descritos alguns critérios adotados em várias normas, citadas em Vieira Filho, (2007), revelando que não existe um consenso, sendo os principais procedimentos relacionados ao teor de umidade, conforme descritos a seguir:

- Norma Inglesa (BS 1881:1983): estabelece que os testemunhos sejam rompidos saturados após estarem submersos em água, por no mínimo 48 horas;
- Norma dinamarquesa: testemunhos devem ser imersos em água por 48 horas antes do ensaio;
- Norma Espanhola (UNE 83302:84): para testemunhos extraídos de estrutura que fique saturada ou submetida a umidade constante, os testemunhos devem ser ensaiados saturados, por imersão em água a $20 \pm 2^{\circ}\text{C}$, por um período de 48 horas antes do ensaio. Nos outros casos os testemunhos devem ficar expostos em ambientes de laboratório por 24 horas;
- Norma alemã (DIN 1048:1978) indica que os corpos-de-prova sejam rompidos logo após a sua extração;

- O *American Concrete Institute*, através da norma *ACI 318*, recomenda que testemunhos sejam rompidos nas condições *termo higrométricas* de serviço do concreto da estrutura;
- A Norma Americana (ASTM C 42) estabelece duas situações de acordo com a estrutura de origem, testemunhos secos ao ar para estrutura não constantemente exposta a umidade, ou saturados em água por no mínimo 40 horas antes do ensaio.

A norma Brasileira ABNT NBR 7680:2007 adota as duas opções de teor umidade, de acordo com a exposição da estrutura, quando a estrutura não tiver possibilidade de vir a ficar em contato com água, os testemunhos devem ser preparados, rematados e acondicionados de acordo com critérios da ABNT NBR 5738, devendo ser estocados por no mínimo 48 horas antes da ruptura em local com umidade relativa do ar acima de 50 %. Para o caso da estrutura que já estiver ou tiver a possibilidade de contato com água, os testemunhos devem ser rompidos saturados, por no mínimo 48 horas, obedecendo a critérios da ABNT NBR 5738 para preparo, remate e acondicionamento, devendo ser rompidos na condição saturado superfície seca.

A ABNT NM 69:1996 adota os critérios bem parecidos com a ABNT NBR 7680:2007, quando nas condições de serviço, o concreto se apresentar seco, os testemunhos devem ser mantidos durante 48 horas em ambiente de laboratório (temperatura entre $20\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 5\text{ }^{\circ}\text{C}$). E quando nas condições de serviço a estrutura estiver mais do que superficialmente umedecida, os testemunhos devem ser submersos em uma solução saturada de hidróxido de cálcio, à temperatura de $23\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2\text{ }^{\circ}\text{C}$, durante no mínimo 40 horas antes do ensaio.

Segundo Neville (1997) o aumento do grau de saturação do testemunho, além de diminuir os valores de resistência à compressão, aumenta o módulo de elasticidade do concreto. Afirmar ainda que, alguns fatores que afetam os resultados de ensaio são: o tamanho do testemunho; o processo adotado (seja ele de secar um testemunho saturado ou um saturar testemunho seco) bem como a velocidade de mudança de estado.

Cremonini (1994) apresenta em seu trabalho uma tabela com resultados obtidos por vários autores, comparando a resistência entre testemunhos secos e saturados, transcrita a seguir:

Tabela 5.4 – Relação entre a resistência à compressão de testemunhos secos e saturados

Pesquisador	Relação $f_{\text{cseco}} / f_{\text{csaturado}}$
Butcher, apud Neville (1958)	1,05 a 1,10
Petersons (1971)	1,20
Ortiz & Diaz (1973)	1,20
Liniers (1974)	1,20
Bloem (1968)	1,10 a 1,25
Calavera(1975)	1,10 a 1,15
Kasay e Matui(1979)	1,08

Fonte: Cremonini, 1994.

Mais detalhadamente Bloem (1968) apud Repette (1991) em sua pesquisa para verificação da influência do grau de saturação em testemunhos de 100 mm, observa que a relação entre resistência seca e a saturada é no geral, menor que 1 para concreto com idade de 3 dias; próxima de 1 para idade de 7 dias e maior que 1 (entre 1,10 e 1,25) para idade maior que 28 dias.

Desta forma, diante da influência causada pelo teor de umidade na resistência de corpos-de-prova e testemunhos, adota-se procedimentos diferenciados com relação a saturação ou não dos testemunhos, de acordo com o uso da estrutura analisada.

5.3.5 Idade e condição de cura

Sabe-se que a resistência do concreto aumenta com a idade, em decorrência da hidratação dos anidros presentes no cimento e do processo de cristalização do mesmo. Este processo é bastante acentuado até os 28 dias de idade e mais lento posteriormente. Os principais fatores que interferem na velocidade e no ganho da resistência do concreto são: o tipo de cimento, relação água / cimento, eficiência do processo de cura, condições de temperatura.

Geralmente testemunhos são retirados da estrutura para avaliação, após a idade de controle do concreto, resultante em geral, em valores de resistência majorados (CREMONINI, 1994).

Todavia Helene (1984) apud Cremonini (1994) considera que o ganho de resistência após a idade de controle não deve ser desprezado, compensando o fato da perda devido a ação de

cargas de longa duração, considerado no dimensionamento o dimensionamento através do coeficiente de $0,85f_{cd}$.

A seguir (na Tabela 5.5) temos alguns estudos para determinação dos coeficientes médios de aumento da resistência de acordo com a idade e tipo de cimento.

Tabela 5.5 – Coeficientes médios de aumento da resistência de acordo com a idade e tipo de cimento

Pesquisadores	Idade						
	7 dias	14 dias	28 dias	3 meses	6 meses	1 ano	≥ 2anos
Petersons apud Vieira Filho (2007)	0,70	0,89	1,00	1,10	1,15	1,18	1,20
Petruci (cimento portland comum e cimento ARI) apud Vieira Filho (2007)	0,78	-	1,00	1,12		1,20	-
Petruci (cimento pozolânico e de alto-forno) apud Vieira Filho (2007)	0,59		1,00	1,37		1,48	

Fonte: Vieira Filho (2007).

A versão da ABNT NBR 7680:1983 apresentava uma tabela com valores médios usuais de crescimento da resistência em função da idade do concreto e da natureza do cimento, para ser aplicada quando não se dispusesse de correlação real para o concreto utilizado, entretanto versão ABNT NBR 7680:2007, esta informação não foi apresentada, passando a ser contemplada pela ABNT NBR 6118:2003. Segundo esta última, no caso específico da resistência de cálculo (f_{cd}), devem ser consideradas duas situações:

1 – quando a verificação se faz em data j igual ou superior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 5.5}$$

Contudo, o controle da resistência deve ser realizado aos 28 dias, de forma a confirmar o valor de f_{ck} adotado no projeto.

2 – quando a verificação se faz em data j inferior aos 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ckj}}{\gamma_c} = \beta_1 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Equação 5.6}$$

Sendo β_1 a relação f_{ckj} / f_{ck} dada por:

$$\beta_1 = \exp\{s[1 - (28/t)^{1/2}]\}$$

Equação 5.7

Onde:

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

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

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV – ARI;

t = idade efetiva do concreto, em dias.

Nesta fase, o controle da resistência deve ser feito em duas datas: aos t dias e aos 28 dias, de forma a confirmar os valores de f_{cj} e f_{ck} adotados no projeto (ABNT NBR 6116:2003).

Segundo relata Vieira Filho (2007) a *Concrete Society* de Londres aconselha que não seja considerado o aumento de resistência devido a idade para os testemunhos, pois a resistência “*in loco*” do concreto aumenta muito pouco após os 28 dias.

De acordo com Neville (1997) na ausência de cura úmida, não se deve esperar aumento de resistência com a idade, e nem introduzir correções devido à idade na interpretação dos resultados de resistência.

5.3.6 Direção de extração em relação à direção de concretagem

Estudos indicam que a resistência à compressão de testemunhos pode variar de acordo com a direção de extração do mesmo.

Os corpos-de-prova são carregados e rompidos na mesma direção do lançamento do concreto, no caso dos testemunhos, nem sempre é possível executar a extração na mesma direção em que esse lançamento foi executado, ou seja, o carregamento do testemunho para obtenção de sua resistência, ocorre de maneira diferente ao esforço que a estrutura está submetida.

Em pilares e cortinas, geralmente a extração ocorre na horizontal, enquanto que lançamento do concreto e os esforços de compressão ocorrem na vertical.

No caso de vigas, os esforços de compressão ocorrem tipicamente na horizontal, e a extração pode ser feita tanto na horizontal quanto na vertical (através da laje de topo), assim, mesmo retirando testemunhos na direção horizontal, a extração será perpendicular a direção de carregamento. Neste caso, devido a possibilidade de extração nas duas direções, pode-se extrair testemunhos na direção de lançamento do concreto ou perpendicular a ela.

Em lajes, a extração ocorre na direção do lançamento do concreto, ou seja, verticalmente, assim, os esforços de compressão são horizontais.

Estudos realizados por vários pesquisadores apontam que testemunhos extraídos na direção de lançamento e adensamento do concreto costumam apresentar resistências superiores aos extraídos perpendicularmente a direção de lançamento.

Cremonini (1994) em seu trabalho apresenta uma tabela com resultados obtidos por diversos pesquisadores, apresentada a seguir:

Tabela 5.6– Relação entre a resistência do concreto em testemunhos extraídos em direção paralela e perpendicular à concretagem

Pesquisador	Relação $f_{c \text{ horizontal}} / f_{c \text{ vertical}}$
Petersons (1971)	1,12
Grahan, apud Neville (1969)	1,08
Ortiz & Diaz (1973)	1,01 a 1,06
Liniers (1974)	1,05
Meininger (1977)	1,07
Concrete Society	1,08
Kasai & Matui (1979)	1,04
Munday & Dhir (1984)	1,05 a 1,11
Bloem (1968)	1,00

Fonte: Cremonini (1994).

5.3.7 Posição de extração

Dependendo do local da estrutura de onde se extrai os testemunhos, os valores de resistência podem apresentar alterações. Se o testemunho é extraído de uma região da estrutura que esteja tracionada, a resistência obtida pode ser menor, devido a presença de fissuras no concreto. Da mesma forma, a posição da extração, em relação a altura do elemento estrutural, é importante, geralmente, os testemunhos extraídos de camadas superiores, apresentam resistência menor que testemunhos extraídos de camadas inferiores (NEVILLE, 1997).

A variação da resistência ao longo do elemento estrutural, especialmente quando a altura predomina sobre as demais dimensões, deve-se ao fenômeno da exsudação da água para as camadas superiores, combinada com diferenças no adensamento (NEVILLE, 1997).

Fatores como composição, trabalhabilidade do concreto, forma do agregado e condições climáticas podem influenciar na variação da resistência ao longo do elemento estrutural. De acordo com a Tabela 5.7, esta variação ocorre de forma linear, apontando um aumento desta variação com a altura da peça e propondo indicadores de redução (MUNDAY; DHIR, 1984 apud CREMONINI, 1994):

Tabela 5.7 – Relação entre a resistência do concreto em testemunhos extraídos na direção paralela e perpendicular a concretagem

Altura (mm)	Redução da resistência (%) entre topo e camadas inferiores
200	8
400	12
600	16
800	19
1600	21
> 1600	23

Fonte: Munday & Dhir (1984) apud Cremonini (1994).

Segundo Cremonini (1994) a variação da resistência também está relacionada a maior compactação das camadas inferiores, devido ao peso próprio do concreto, sendo menor a porosidade nas camadas inferiores, desta forma maior a resistência.

A ABNT NBR 7680:2007 reconhece a variação da resistência segundo a posição nas peças estruturais altas e recomenda que os testemunhos devam ser extraídos de seções 30 cm abaixo da superfície - topo de concretagem, ou seja, excluindo a posição superior uma vez que a água, de menor densidade que os demais constituintes do concreto, flui em direção à superfície superior em busca de pontos de menor pressão, aumentando nestes pontos a relação água / cimento (a / c), diminuindo portanto a resistência.

Segundo Gutschow (1995), para concretos de alta resistência pode-se concluir que o fenômeno é muito pequeno, pois a exsudação é inexpressiva.

5.3.8 Considerações sobre a resistência do concreto

Conforme visto nos capítulos anteriores, diversos aspectos influenciam tanto na resistência à compressão em si, como também no processamento e interpretação dos resultados.

As recomendações das normas de projeto que visam garantir a durabilidade das estruturas devem ser periodicamente verificadas, tendo em vista as alterações que surgem nos processos construtivos, qualidade de mão de obra e novos materiais, sempre levando em consideração os fatores econômicos.

Desta forma, são essenciais pesquisas experimentais que buscam fornecer subsídios para permitir uma reflexão sobre as recomendações e práticas existentes.

A resistência a compressão obtida pelo método esclerométrico ainda é muito questionada no meio técnico, por alguns profissionais da área da engenharia, assim como, são contestados resultados obtidos em testemunhos de pequeno diâmetro.

Diante de pontos de vista controversos, optou-se pela elaboração do programa experimental.

CAPÍTULO 6

PROGRAMA EXPERIMENTAL

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Todo estudo, seja de cunho técnico ou científico, deve ter uma aplicação que poderá servir para o início de um método, processo ou contribuição para a solução de partes das pesquisas afins.

Desta forma, a pesquisa aqui apresentada pode ser definida como uma contribuição para os métodos, ora praticados, tornando indispensáveis os estudos da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas, obtida mediante inspeção, informando os valores de controle de aceitação do concreto, resultando na constituição da resistência potencial do concreto.

Este trabalho foi elaborado com o intuito de conhecer a representatividade de testemunhos de concreto de pequeno diâmetro e correlacioná-los aos métodos esclerométricos e aos diâmetros comumente empregados. Foi também analisado o efeito da relação diâmetro do testemunho e dimensão nominal máxima do agregado. Sendo este fator, uma das principais restrições das normas correntes em todo o mundo, com relação a escolha do tamanho do testemunho a ser extraído.

A fim de atingir os objetivos, o experimento compreendeu a moldagem de blocos prismáticos de concreto e corpos-de-prova, realização de ensaios de esclerometria, ensaios e análise de testemunhos extraídos dos blocos, além da caracterização dos materiais e da dosagem.

Considerando que a extração de testemunhos em estruturas reais seja mais representativa, contudo, adotou-se o procedimento de moldagem dos elementos para o melhor controle de todas as etapas de execução, eliminando-se assim possíveis interferências nos resultados proveniente da mistura, transporte, lançamento, adensamento e cura dos testemunhos.

6.2 METODOLOGIA

6.2.1 Descrição

A propriedade analisada foi a resistência à compressão do concreto em condições similares a estruturas acabadas mediante ensaios não ou “pouco” destrutivos. Os métodos escolhidos para o estudo foram a esclerometria e o ensaio direto em corpos-de-prova e testemunhos. As variáveis consideradas de maior influência foram: o diâmetro dos testemunhos e corpos-de-prova e a dimensão nominal máxima dos agregados.

Para execução dos ensaios foram previstas três séries de concreto, com a mesma relação água-cimento e agregado-cimento, variando apenas a dimensão nominal máxima do agregado. As séries foram planejadas da seguinte forma:

- série 1: elaborada com brita 0;
- série 2: com brita 1;
- série 3: com britas 1 e 2 na proporção de 50 % para cada uma.

Cada série compreendeu a execução de dois blocos de concreto para execução dos ensaios de esclerometria e extração dos testemunhos, além da moldagem de corpos-de-prova para determinação da resistência potencial.

Parte dos corpos-de-prova foi rompida aos 28 dias de idade, para controle da resistência dos concretos produzidos, e aos 120 dias foram rompidos os demais, na mesma idade de ensaio dos testemunhos.

Para avaliação da uniformidade do concreto, aos 120 dias de idade, foram realizados em cada bloco, ensaios de esclerometria nas duas faces laterais de rompimento e no topo. Logo

após, em cada bloco, foram extraídos testemunhos com diâmetros de 150 mm, 100 mm, 50 mm, 32 mm e 25 mm. O mapeamento realizado nas faces dos blocos, relativos à localização e aos resultados dos ensaios, tanto de esclerometria quanto de extração, permitiu correlacionar a resistência obtida pelo rompimento dos testemunhos com os resultados da esclerometria, obtidos no topo dos mesmos, antes da extração.

Nos corpos-de-prova cilíndricos com diâmetro de 150 mm, para a idade de 120 dias, foram realizados ensaios de esclerometria em duas faces opostas. Nos demais corpos-de-prova não foram realizados estes ensaios por terem dimensões inferiores a 100 mm.

Foram extraídos testemunhos de tamanhos variados, incluindo os diâmetros de 32 mm e 25 mm, buscando a representatividade dos resultados dos testemunhos de pequeno diâmetro, além de comparações entre testemunhos, esclerometria e corpos-de-prova.

As resistências obtidas tanto pelo ensaio de compressão dos testemunhos quanto pela esclerometria, foram analisados estatisticamente com o emprego do programa Statgraphics, conforme Figura 6.1 (MANUGISTICS, 2000), buscando o ajuste dos resultados às funções de distribuição contínua de probabilidade, tendo em vista a utilização destes tipos de valores em análises probabilísticas, bem como, para análise da variabilidade dos resultados obtidos em cada tipo de ensaio.



Figura 6.1– Programa Statgraphics
(MANUGISTICS, 2000).

Todas as etapas desta pesquisa foram realizadas nos laboratórios da FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL-FECIV da UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA - UFU.

6.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

6.3.1 Caracterização do cimento

Para execução do concreto foi utilizado o cimento CP II E 32, com as características apresentadas nas Tabelas 6.1, 6.2 e 6.3. Nas quais as propriedades físicas e mecânicas foram determinadas no laboratório da FECIV-UFU e os dados da composição química foram fornecidos pelo fabricante do cimento.

Tabela 6.1 – Propriedades químicas do cimento

Composição Química	Resultados - (04/2006)
P.F	5 %
SiO ₂	23 %
Al ₂ O ₃	6,90 %
Fe ₂ O ₃	1,98 %
CaO	59,50 %
MgO	2,80 %
SO ₃	2 %
Na ₂ O	0,37 %
K ₂ O	1,10 %

Fonte: Dados fornecidos pelo fabricante do cimento Cauê proveniente do laboratório de análises da fábrica de Ijaci – MG.

Tabela 6.2 – Propriedades físicas do cimento

Tipo do Cimento	CP II E 32
Massa específica real (ABNT NBR NM 23:2001)	3,000 g/cm ³
Superfície específica - Met. Blaine (ABNT NBR NM 76: 1998)	3,364 cm ² /g
Índice de finura (ABNT NBR 12826/1993)	2,30 %
Consistência normal (ABNT NBR NM 43:2003)	27 %
Tempo de pega (ABNT NBR NM 65:2003)	Início = 201 min
	Fim = 260 min

Tabela 6.3 – Propriedades mecânicas do cimento

Resistência a Compressão NBR 7215:1996		
3 dias	7 dias	28 dias
17 MPa	18 MPa	32 MPa

6.3.2 Caracterização dos agregados

Os agregados graúdos empregados foram britas, provenientes de rocha basáltica existentes na região de Uberlândia-MG. As propriedades relevantes para esta pesquisa encontram-se indicadas na Tabela 6.4, com respectivas curvas granulométricas nas Figuras 6.2, 6.3 e 6.4.

Tabela 6.4 – Propriedades físicas do agregado graúdo

Caracterização do Agregado Graúdo				
Ensaio		Brita 0	Brita 1	Brita 2
Massa específica (ABNT NBR NM 53:2003)		2,80 g/cm ³	2,85 g/cm ³	2,86 g/cm ³
Índice de Forma (ABNT NBR 7809:1983)		3,5	3,4	2,2
Abrasão "Los Angeles" (ABNT NBR NM 51:2001)		8,8 %	11,0 %	11,4 %
Composição Granulométrica (ABNT NBR NM 248:2003)	Dimensão Máxima	12,5 mm	19 mm	25 mm
	Módulo de Finura	5,96	6,96	7,83
Massa unitária (ABNT NBR 7251:1982)	Estado Solto	1,48 kg/dm ³	1,51 kg/dm ³	1,53 kg/dm ³
	Estado Compactado	1,55 kg/dm ³	1,56 kg/dm ³	1,62 kg/dm ³

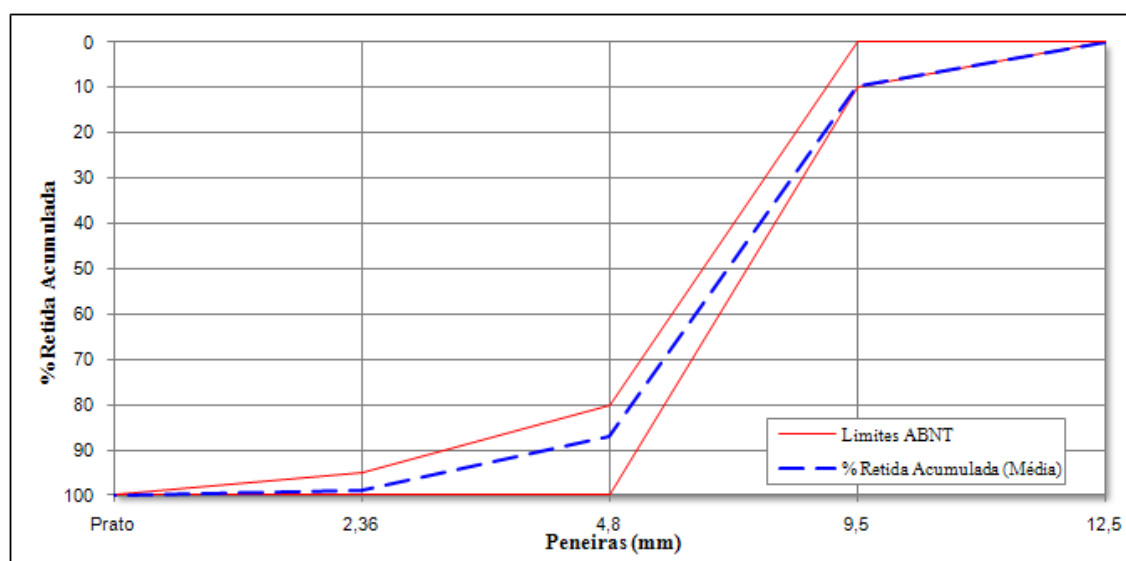


Figura 6.2– Curva granulométrica – Brita 0

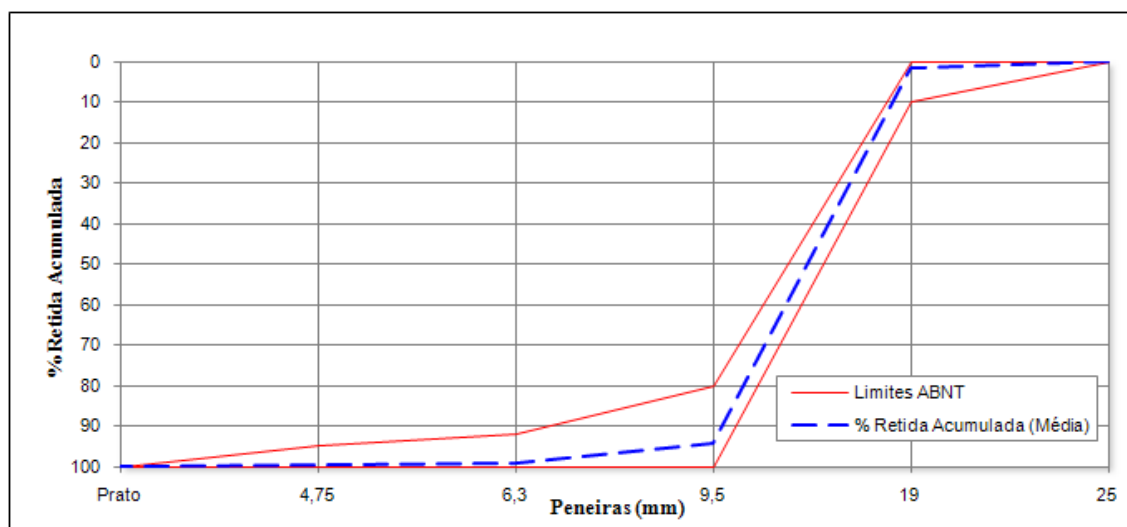


Figura 6.3– Curva granulométrica – Brita 1

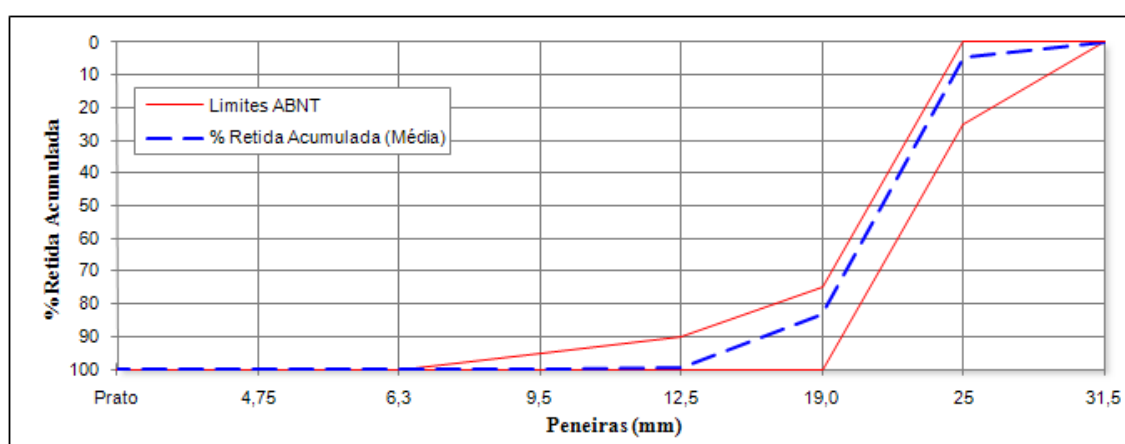


Figura 6.4– Curva granulométrica – Brita 2

Vale ressaltar que ensaio de determinação do índice de forma pelo método do paquímetro teve sua norma revisada no ano de 2006; assim como, a ABNT NBR 7251:1982, foi substituída pela ABNT NBR NM 45:2006. Ambas as substituições posteriores à execução dos respectivos ensaios.

O agregado miúdo utilizado foi areia lavada de rio da própria região, cujas propriedades são apresentadas na Tabela 6.5, e curva granulométrica ilustrada na Figura 6.5.

Tabela 6.5 – Propriedades físicas do agregado miúdo

Caracterização do Agregado Miúdo	
Massa Específica (ABNT NBR NM 52:2003)	$\delta = 2,592 \text{ g/cm}^3$
Composição granulométrica (ANT NBR NM 248:2003)	Dimensão Máxima = 2,35 mm
	Módulo de Finura = 2,42
Massa Unitária (ABNT NBR 7251:1982)	$\delta = 1,421 \text{ kg/dm}^3$
Determinação das Impurezas Orgânicas (ABNT NBR NM 49:2001)	Mais claro que a solução padrão

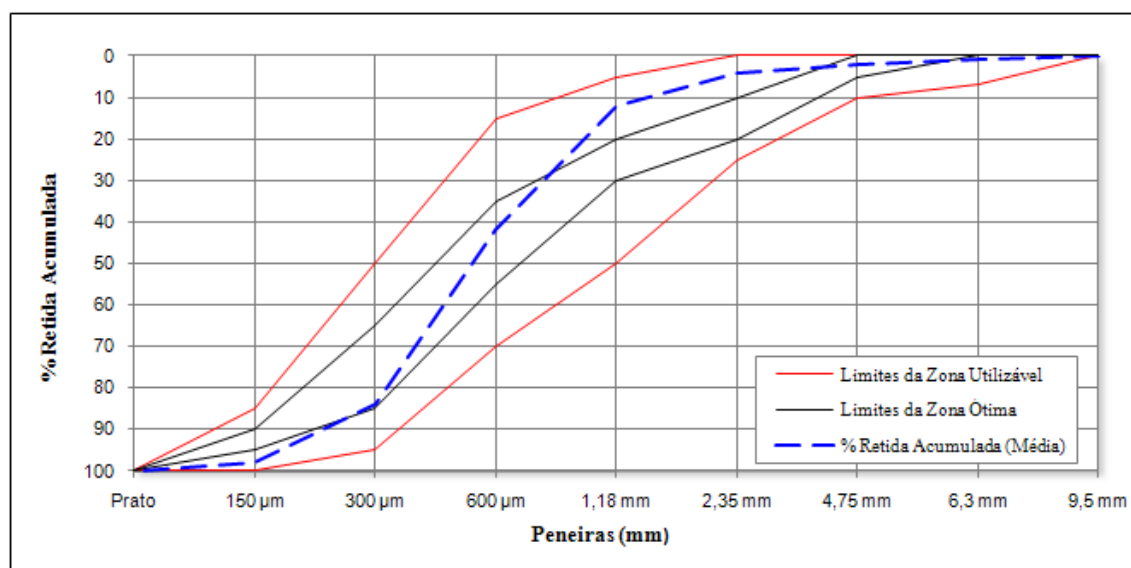


Figura 6.5– Curva granulométrica – Agregado miúdo

6.3.3 Caracterização do concreto

O concreto foi dosado pelo método da Associação Brasileira de Cimento Portland (RODRIGUES, 1984).

A resistência de dosagem aos 28 dias foi de 21,6 MPa ($f_{ck} = 15 \text{ MPa}$) e o abatimento de tronco de cone para o traço com brita 0 foi de $70 \pm 10 \text{ mm}$.

O traço obtido foi 1 : 1,97 : 2,74 : 0,57 (cimento : areia : brita 0: a / c), sendo o consumo de cimento de 350 kg/m^3 .

Os concretos foram produzidos no próprio laboratório da FECIV-UFU, utilizando uma betoneira de eixo inclinado com capacidade nominal 320 litros.

De acordo com os valores indicados na Tabela 6.6, a consistência do concreto representada pelo abatimento de tronco de cone (Figuras 6.6 e 6.7), sofreu uma grande variação quando compara-se o traço com brita 0 com os demais.

Vale lembrar que o traço empregado foi mantido, sendo que, a composição com brita 0 possui um módulo de finura inferior ao da brita 1, que por sua vez é inferior ao das britas 1 e 2. Portanto, a variação do abatimento pelo tronco de cone, pode ser explicada pela alteração da dimensão nominal máxima do agregado graúdo contido no concreto e a manutenção do consumo de água no traço.

Tabela 6.6 – Consistência pelo abatimento do tronco de cone

Denominação do Bloco	Características	Abatimento pelo Tronco de Cone (cm)
A - 0	Traço A - Brita 0	7,0
C - 0	Traço C - Brita 0	6,5
A - 1	Traço A - Brita 1	20,0
B - 1	Traço B - Brita 1	20,0
A - 1-2	Traço A - Brita 1 + 2	20,0
B - 1-2	Traço B - Brita 1 + 2	20,5



Figura 6.6 – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone – Traço A- Brita 0



Figura 6.7 – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - Traço A - Britas 1e 2.

A determinação da resistência potencial do concreto foi realizada de acordo com a normalização brasileira vigente durante o período de execução dos ensaios ABNT NBR 5738:2003 e ANT NBR 5739:1994 (substituídas respectivamente pelas normas ABNT 5738:2008 E ABNT NBR 5739:2007), mediante a moldagem e ruptura de corpos-de-prova cilíndricos de 150 mm x 300 mm e 100 mm x 200 mm. Foram moldados e ensaiados também corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm x 100 mm, no intuito de verificar a variação dos resultados da resistência de acordo com a mudança do diâmetro, além de permitir a comparação com os testemunhos de diâmetros menores, embora para as britas 1 e 2 o molde não respeite a relação entre a diâmetro e dimensão nominal máxima do agregado graúdo.

Para cada diâmetro foram moldados no mínimo 4 (quatro) corpos-de-prova, sendo 2 (dois) para determinação da resistência à compressão aos 28 dias e 2 (dois) para rompimentos na mesma data dos testemunhos aos 120 dias. Em alguns casos foi possível a moldagem de corpos-de-prova extras, aumentando o número de resultados.

A resistência do concreto aos 28 dias de idade tem seus valores apresentados na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Resultados da resistência do concreto aos 28 dias

Diâmetro Nominal do Corpo-de-prova (mm)	Resistências 28 dias (MPa)		
	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
150 mm	25,30	22,05	19,00
100 mm	22,45	22,25	17,95
50 mm	22,85	13,85	18,05

De acordo com os resultados, pode ser comprovado que a resistência de dosagem de $f_{c28} = 21,6$ MPa, para concreto com brita 0, foi adequada.

6.4 DESENVOLVIMENTO DO EXPERIMENTO

6.4.1 Fôrmas

As fôrmas para a moldagem dos blocos foram confeccionadas com chapas de compensado de 12 mm de espessura; e com duas gravatas horizontais para impedir deformação, além do recomendável, conforme ilustrado na Figura 6.8.

No intuito de minimizar as influências tanto no ensaio de esclerometria quanto no ensaio de extração dos testemunhos, optou-se pela não colocação de armadura nos blocos.



Figura 6.8 – Fôrma para moldagem dos blocos

6.4.2 Moldagem e cura dos elementos

Para realização do procedimento experimental, foram previstas 3 séries de concreto, com diferentes dimensões nominais do agregado graúdo, sendo cada série dividida em duas etapas, as quais foram moldados:

- 1 bloco de concreto de 40 cm x 40 cm x 80 cm;
- 4 corpos-de-prova 15 cm x 30 cm;
- 4 corpos-de-prova 10 cm x 20 cm e
- 4 corpos-de-prova 5 cm x 10 cm.

As séries com brita 0, brita 1 e britas 1 e 2, respectivamente, foram moldadas em dias consecutivos, a fim de facilitar a execução das concretagens e a realização dos ensaios.

A moldagem dos blocos foi realizada após a aplicação do desmoldante na superfície interna das fôrmas, com o intuito de facilitar a desforma, proporcionando melhores condições superficiais aos blocos.

Para blocos e corpos-de-prova com 150 mm e 100 mm de diâmetro, o adensamento foi realizado mecanicamente com vibrador de agulha, entretanto, para corpos-de-prova com 50 mm de diâmetro utilizou-se o adensamento manual. Conforme Figuras 6.9 e 6.10.



Figura 6.9 – Adensamento dos corpos-de-prova

Os corpos-de-prova após moldagem foram colocados na câmara úmida durante as primeiras 24 horas e posteriormente à desforma receberam cura padrão, em tanque com solução saturada de hidróxido de cálcio, conforme ilustra a Figura 6.10.



Figura 6.10 – Corpos-de-prova em processo de cura

Após a moldagem e adensamento dos blocos (Figura 6.11), eles foram molhados e no intuito de conservar a umidade, foram cobertos com sacos de cimento umedecidos periodicamente, durante os primeiros 7 (sete) dias (Figura 6.12), constituindo-se assim a cura do concreto. Após este período os blocos foram desmoldados e curados ao ar, em ambiente interno ao laboratório.



Figura 6.11 – Adensamento dos blocos



Figura 6.12 – Cura dos blocos

6.4.3 Extração dos testemunhos

Conforme instruções da ABNT NBR 7680:1983, norma vigente quando da execução dos ensaios, as amostras deveriam ser compostas de no mínimo 6 (seis) testemunhos para diâmetros igual ou superior a 100 mm, e no mínimo 10 testemunhos para diâmetros menores. Seguindo estas recomendações, em cada bloco foram extraídos:

- 3 testemunhos com diâmetros de 150 mm;
- 3 testemunhos de com diâmetro de 100 mm,
- 6 testemunhos de 50 mm;
- 6 testemunhos 32 mm;
- 6 testemunhos de 25 mm.

Portanto, para cada série de concreto, foi extraído um total de 6 (seis) amostras para diâmetros de 150 mm e 100 mm e de 12 amostras para os testemunhos com diâmetros de 50 mm, 32 mm e 25 mm. Os diâmetros indicados são nominais, entretanto nos cálculos foram utilizados os diâmetros reais.

A quantidade de testemunhos extraídos atende também às recomendações da CMN NM 69:96, que especifica no mínimo 3 (três) testemunhos representativos de cada elemento estrutural.

A direção das extrações foi no sentido ortogonal à direção de lançamento, seguindo as recomendações das principais normas relativas ao assunto, a citar: ABNT NBR 7680:1983, ABNT NBR 7680:2007, CMN NM 69:96, entre outras.

O plano de extrações garantiu a distância mínima de 2 cm da borda do bloco até a extremidade do testemunho e de uma vez o diâmetro entre um testemunho e outro, a fim de permitir maior número de extrações, especialmente em relação aos testemunhos com diâmetros maiores.

Em relação a esbelteza dos testemunhos estabeleceu-se a relação altura / diâmetro igual de 2, onde os testemunhos maiores foram aparados no intuito de obedecer a esse critério.

As Figuras 6.13 e 6.14 ilustram o esquema das extrações:

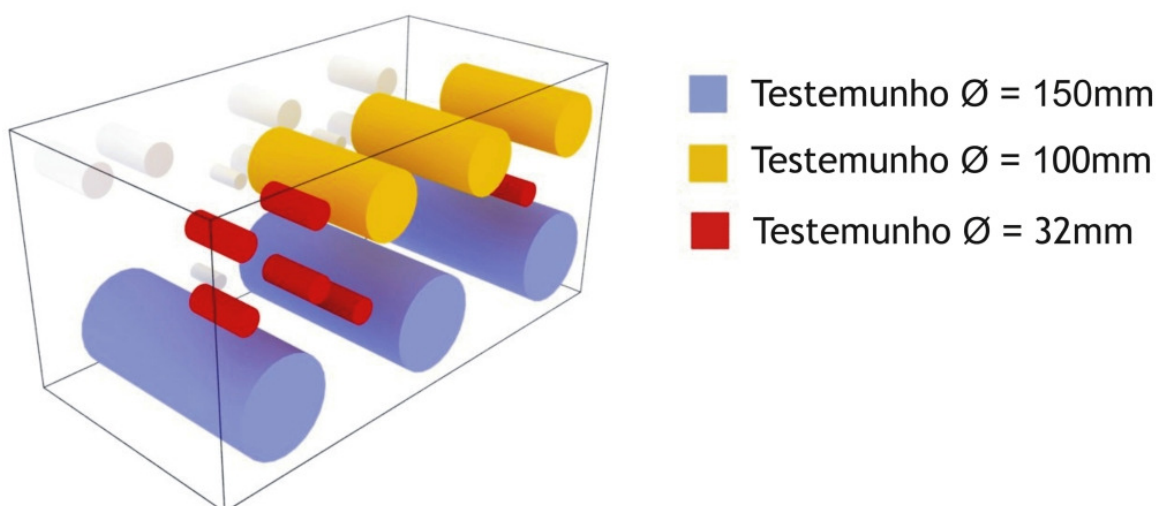


Figura 6.13 – Esquema de extrações realizados nos blocos – lado A

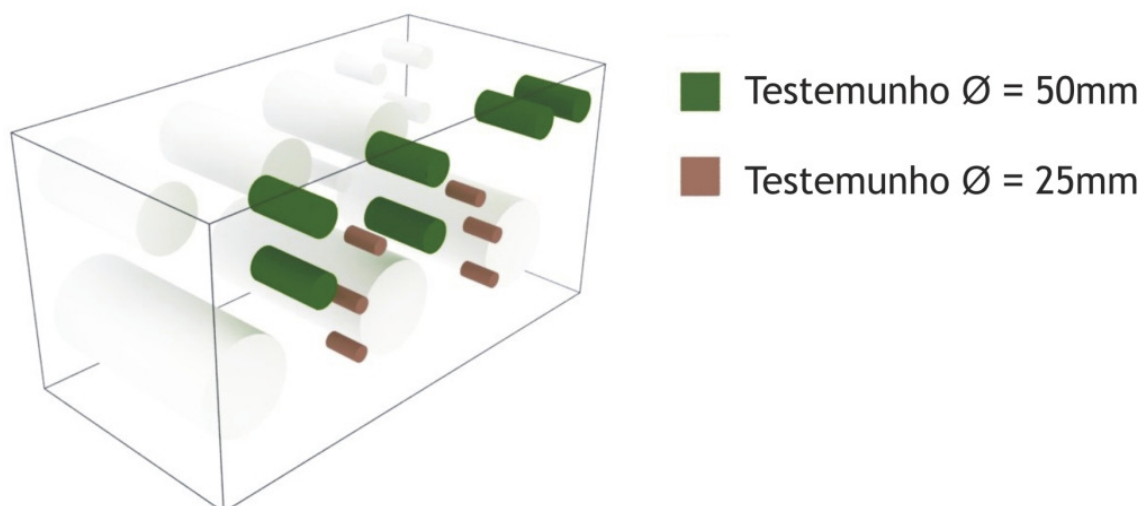


Figura 6.14 – Esquema de extrações realizados nos blocos – lado B

Para extração dos testemunhos nos blocos foram utilizadas duas sondas rotativas com coroas diamantadas. As Figuras 6.15, 6.16 e 6.17 apresentam os equipamentos utilizados e o processo de extração, onde foram utilizadas duas extratoras com o intuito de agilizar o processo.



Figura 6.15 – Extração de testemunho com diâmetro de 150 mm



Figura 6.16 – Extração de testemunho de pequeno diâmetro



Figura 6.17 – Extração de testemunho de pequeno diâmetro

Após a extração, os testemunhos foram inspecionados e preparados com a regularização de suas faces, por meio de corte com serra, resultando em faces planas, paralelas e normais ao seu eixo vertical. Antes do ensaio de ruptura os corpos-de-prova, assim como os testemunhos foram capeados com enxofre, conforme ilustra a Figura 6.18.



Figura 6.18 – Corpos-de-prova capeados

6.5 ENSAIO DOS ELEMENTOS

6.5.1 Corpos-de-prova e testemunhos

Conforme planejado, alguns corpos-de-prova foram rompidos aos 28 dias, para determinação da resistência potencial do concreto, e o restante dos corpos-de-prova foi ensaiado na mesma data de rompimento dos testemunhos aos 120 dias. As Figuras 6.19, 6.20 e 6.21 apresentam o aspecto dos testemunhos de pequeno diâmetro.

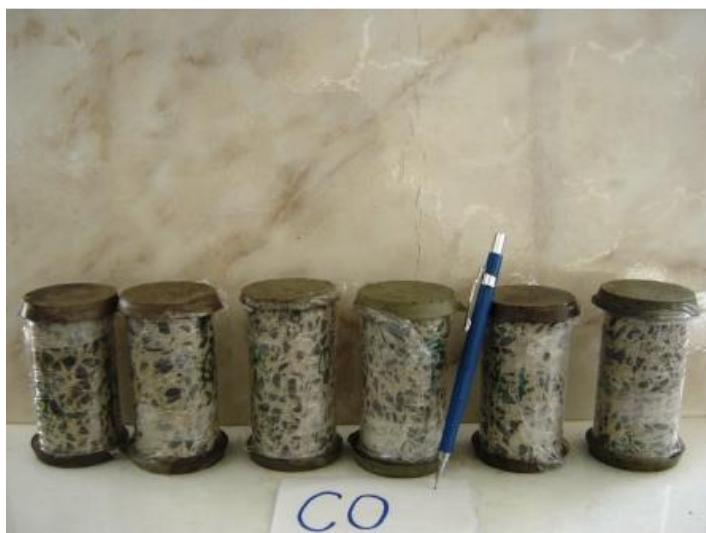


Figura 6.19 – Testemunhos com diâmetro de 50 mm



Figura 6.20 – Testemunhos com diâmetro de 32 mm



Figura 6.21 – Testemunhos com diâmetro de 25 mm

Os corpos-de-prova foram rompidos na condição saturados superfície seca enquanto os testemunhos após extraídos foram mantidos durante 48 horas, antes da ruptura, em ambiente com umidade relativa superior a 50 %, de acordo com as recomendações da NBR 7680.

Os corpos-de-prova e os testemunhos foram submetidos ao ensaio de compressão até ruptura, na Máquina Universal de Ensaio, microprocessada, a qual dispõe de dispositivo que controla velocidade de carregamento em $(0,45 \pm 0,15)$ MPa/s, permitindo a padronização dos ensaios, (Figuras 6.22 e 6.23).



Figura 6.22 – Rompimento de testemunho de pequeno diâmetro



Figura 6.23 – Rompimento de corpo-de-prova

6.5.2 Esclerometria nos blocos

O equipamento utilizado para a esclerometria foi o esclerômetro digital, marca James Instruments, tipo N com energia de choque de $0,225 \text{ kg}\times\text{m}$ (Figura 6.24).



Figura 6.24 – Esclerômetro digital

A esclerometria foi realizada em duas faces laterais e no topo dos blocos, e em cada face do bloco foi marcada em quadros de 3 cm x 3 cm para a realização da esclerometria, compondo quadro com 9 pontos de ensaio cada um, preservando os recuos nas bordas de acordo com o esquema da Figura 6.25. Para determinação da resistência a partir dos índices esclerometricos, utilizou-se a própria curva de calibração do aparelho.

Segundo a norma ABNT NBR 7584:1995, o afastamento mínimo das bordas do elemento é de 50 mm, contudo foram realizados ensaios em distância menor que a recomendada, no intuito de verificar a influência nos resultados, ressaltando-se a não existência de armadura nos casos dos blocos. As leituras obtidas para as linhas próximas à base e ao topo foram processadas separadamente e os resultados comparados com os valores obtidos nas regiões recomendadas pela norma.

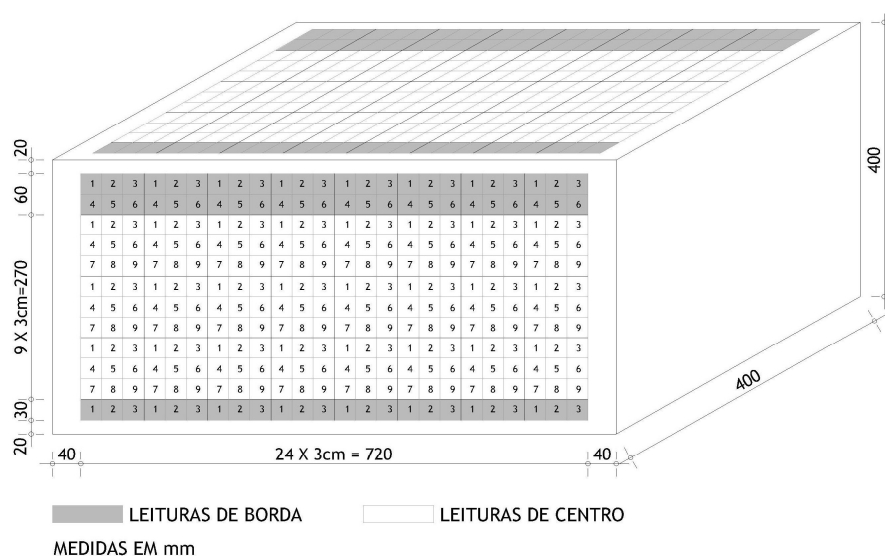


Figura 6.25 – Esquema de marcação dos quadros nos blocos para a esclerometria

Os valores dos índices esclerométricos obtidos foram utilizados primeiramente para avaliar a homogeneidade do concreto de acordo com a dimensão nominal máxima do agregado. O mapeamento de todas as faces ensaiadas permitiu a correlação dos ensaios de esclerometria no topo dos testemunhos extraídos, possibilitando a comparação dos resultados.

O cálculo da resistência utilizando o índice esclerométrico foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 7584:1995, tomando-se nove pontos e a curva de calibração do aparelho.

CAPÍTULO 7

RESULTADOS E DISCUSSÕES

7.1 INTRODUÇÃO

Os resultados obtidos para a resistência à compressão foram processados e ao final comparados, levando-se em consideração a dimensão nominal máxima dos agregados e os diâmetros dos exemplares. Inicialmente os resultados foram analisados particularmente para cada tipo de ensaio ou espécime, ou seja, corpos-de-prova, testemunhos e esclerometria, posteriormente a análise foi comparativa.

Na análise dos resultados dos corpos-de-prova considerou-se a influência da dimensão da brita, a idade e o diâmetro do corpo-de-prova.

Para os testemunhos, o estudo estatístico foi realizado visando verificar o ajuste dos resultados a uma função de distribuição contínua de probabilidade, de forma a obter a caracterização estatística da resistência à compressão como variável aleatória. Para análise dos resultados dos testemunhos considerou-se a influência da dimensão da brita e o diâmetro do corpo-de-prova.

Na esclerometria, pelo fato de terem sido efetuados ensaios nas regiões próximas às bordas dos elementos, realizou-se uma análise estatística comparativa, entre os valores das leituras obtidos nas bordas com os da região central do elemento. Também foram obtidos resultados de cada face, de acordo com a aplicação dos procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 7584:1995.

Inicialmente foi realizada uma análise dos resultados dos ensaios de esclerometria e extração dos testemunhos, verificando se os dados obtidos experimentalmente obedeciam a distribuição normal de Gauss. Em alguns casos, outras funções se adequaram melhor aos dados, contudo os dados se apresentaram satisfatórios, em relação à distribuição normal. O método utilizado para verificação da normalidade foi um processo analítico, conhecido por “Método de Kolmogorov-Smirnov (K - S)”.

O Método de Kolmogorov-Smirnov, além de um teste de Verossimilhança, é uma prova de aderência que mede o grau de harmonia entre a distribuição de um conjunto de dados amostrais e uma determinada distribuição teórica, verifica se os valores amostrais são considerados como provenientes de uma população com aquela distribuição.

Como vantagem, este método permite a utilização em pequenas amostras, entretanto, $n \geq 4$ (CREMONINI, 1994), além de ser, um teste exato e não depender da função distribuição acumulada que está sendo testada; em contrapartida, restrito à funções de distribuições contínuas.

Os resultados obtidos nos três tipos de ensaios foram comparados: Primeiramente compararam-se os resultados obtidos nos corpos-de-prova com os dos testemunhos. Outra comparação foi considerando o valor da resistência dos testemunhos com a esclerometria nos pontos de extração. Finalmente todos os resultados foram comparados considerando-se os diâmetros dos espécimes e a dimensão nominal máxima do agregado.

7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS CORPOS-DE-PROVA

A resistência à compressão do concreto obtida nos ensaios foi definida de acordo com os critérios da ABNT 12655:2006, ou seja, o maior valor do exemplar. De acordo com os resultados apresentados na Tabela 7.1, pode ser comprovado que a dosagem realizada com utilização da brita 0 para f_{c28} de 21,6 MPa foi adequada, pois para todos os diâmetros de corpos-de-prova o resultado obtido foi superior ao projetado.

Tabela 7.1 – Resultados da resistência do concreto em corpos-de-prova

Diâmetro Nominal do Corpo-de-prova (mm)	Resistências 28 dias (MPa)			Resistências 120 dias (MPa)			Relação resistências 120 dias / 28 dias		
	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
150 mm	25,30	22,05	19,00	40,3	35,55	30,25	1,59	1,61	1,59
100 mm	22,45	22,25	17,95	38,1	34,95	31,8	1,70	1,57	1,77
50 mm	22,85	13,85	18,05	39,1	22,05	29,15	1,71	1,59	1,61

Na Tabela 7.1 pode-se notar que, para os corpos-de-prova de 150 mm e 100 mm, houve uma queda na resistência com o aumento da dimensão nominal máxima do agregado, tanto para a idade de 28 dias como para 120 dias. Entretanto, os resultados se apresentaram inversos à expectativa, pois, com o aumento da dimensão nominal máxima do agregado a tendência é aumentar a resistência. Isto provavelmente ocorreria, se os traços tivessem sido ajustados em função da dimensão do agregado, o que não ocorreu.

Os resultados podem ser justificados pelo aumento da quantidade de água livre para o cimento, devido à diminuição da superfície de molhagem dos agregados graúdos. Tal afirmação é corroborada pelos resultados obtidos pelo abatimento de tronco de cone apresentados na Tabela 6.6.

Um dos fatores que influenciam o valor da resistência à compressão do concreto é a idade, visto que na Tabela 7.1 são apresentados os resultados aos 28 dias e aos 120 dias além da relação entre os valores, indicando a evolução das resistências. Os valores seguiram um determinado padrão, exceto para os corpos-de-prova de 50 mm moldados com brita 1 para as duas idades, na análise estes valores não serão considerados. A razão desta ocorrência é desconhecida, podendo ser falha na mistura, na coleta do material ou no adensamento.

A relação entre os valores das resistências, para todos os diâmetros e dimensões de brita, teve uma média de 1,64 com um desvio padrão de 6,95 %. O valor do crescimento da resistência foi próximo ao obtido com a Equação 5.7 fornecida pela ABNT NBR 6118:2003 para idade inferior aos 28 dias, para o cimento CP II de 1,66. No entanto esses valores são superiores aos apresentados por outros pesquisadores na Tabela 5.5. Entretanto, pode ser verificado que a relação teve pequenas diferenças, quando analisado o diâmetro

do corpo-de-prova ou a dimensão da brita, indicando que estes dois fatores não influenciaram na evolução da resistência.

7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS TESTEMUNHOS

7.3.1 Avaliação estatística das resistências obtidas em testemunhos de diâmetros convencionais e de pequeno diâmetro

Inicialmente foi realizada uma análise estatística dos resultados obtidos para os testemunhos, buscando contribuir para aplicações com tratamento probabilístico, como a previsão de vida útil das estruturas. Na Tabela 7.2 são apresentados os resultados da análise, verificando a função de densidade normal, adequada aos dados. Em alguns casos, outras funções se adequaram melhor aos dados, mas como os valores para os níveis de significância, não eram muito diferentes, optou-se por apresentar a distribuição normal, pois os fatores K-S indicaram que o ajuste é satisfatório. Este resultado está compatível com os encontrados na literatura para a resistência do concreto obtido em testemunhos.

Tabela 7.2 – Resultados estatísticos dos testemunhos

Agregado	Diâmetro do Testemunho (mm)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coefficiente de Variação	FDP	Nível de significância (P-Value)	K - S
Brita 0	150	37,67	1,15	0,03	Normal	0,6104	0,310
	100	40,32	4,02	0,10	Normal	0,9947	0,171
	50	39,19	3,84	0,10	Normal	0,9457	0,152
	32	33,92	3,94	0,12	Normal	0,6771	0,165
	25	25,24	4,76	0,19	Normal	0,9799	0,136
Brita 1	150	29,90	1,85	0,06	Normal	0,6925	0,290
	100	35,07	1,36	0,04	Normal	0,8854	0,238
	50	33,04	1,90	0,06	Normal	0,7154	0,201
	32	29,55	4,44	0,15	Normal	0,9639	0,139
	25	26,59	4,05	0,15	Normal	0,9686	0,142
Britas 1 e 2	150	30,42	1,93	0,06	Normal	0,9220	0,225
	100	30,78	4,91	0,16	Normal	0,6560	0,299
	50	28,50	4,74	0,17	Normal	0,8934	0,167
	32	25,64	3,76	0,15	Normal	0,6751	0,170
	25	21,64	4,57	0,21	Normal	0,8470	0,177

FDP = Função Densidade de Probabilidade.

K-S = Kolmogorov – Smirnov.

No processamento estatístico, além dos parâmetros de ajuste, pode ser visualizado graficamente, conforme exemplificado nas Figuras 7.1 (a) e (b), com alguns valores obtidos nesta pesquisa, o histograma de frequência dos dados com a função de distribuição cujo ajuste está sendo testada, assim como, a curva de distribuição.

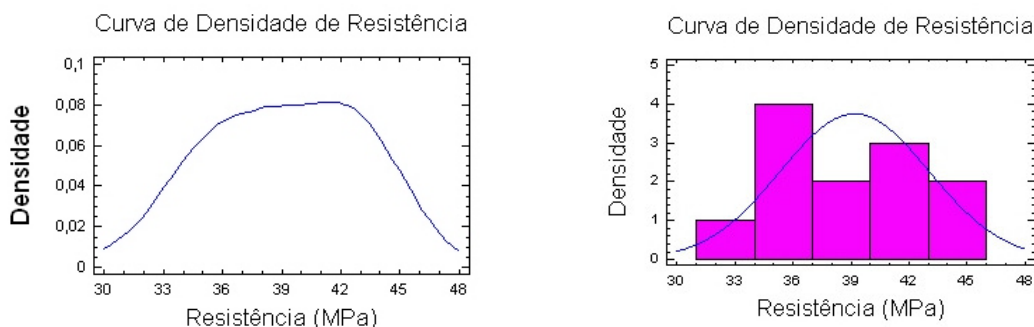


Figura 7.1 – Exemplos de gráficos obtidos pelo programa Statgraphics (MANUGISTICS, 2000).

Os resultados foram condizentes com resultados de outros pesquisadores. A tendência do coeficiente de variação foi aumentar conforme o diâmetro do testemunho diminuiu, podendo ser notado na Tabela 7.2 e representado na Figura 7.2. Caso este resultado possa ser confirmado em um estudo interlaboratorial, o estimador para a resistência característica de testemunhos de pequeno diâmetro poderá ser incluído aos demais, com um desvio padrão maior em relação aos diâmetros atualmente recomendados pela ANBT NBR 7680:2007.

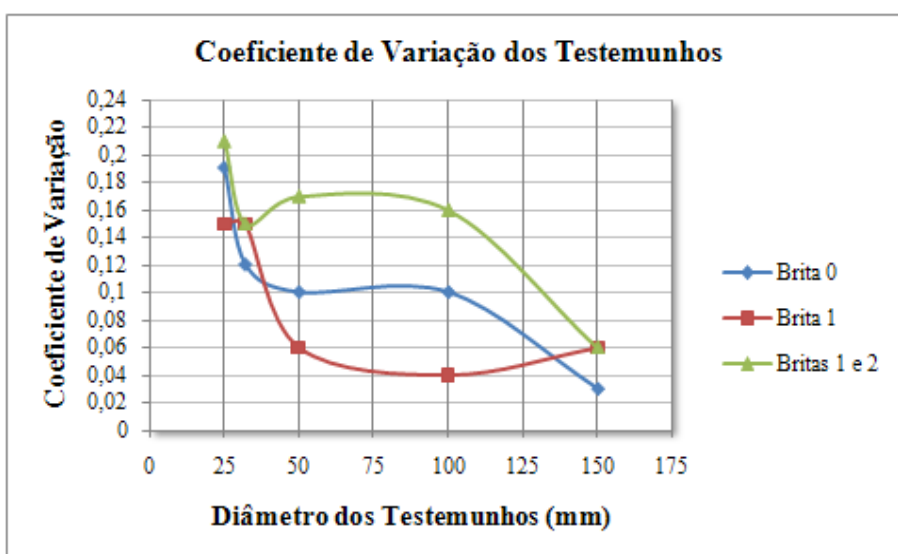


Figura 7.2 – Coeficiente de variação em função do diâmetro dos testemunhos

Um dos aspectos constatado foi a diminuição da média dos valores da resistência para os pequenos diâmetros, conforme pode se observar no gráfico da Figura 7.3, elaborado com as médias das resistências, caso isto seja comprovado com uma exaustiva pesquisa, pode-se adotar correções a fim majorar os valores obtidos para esses diâmetros.

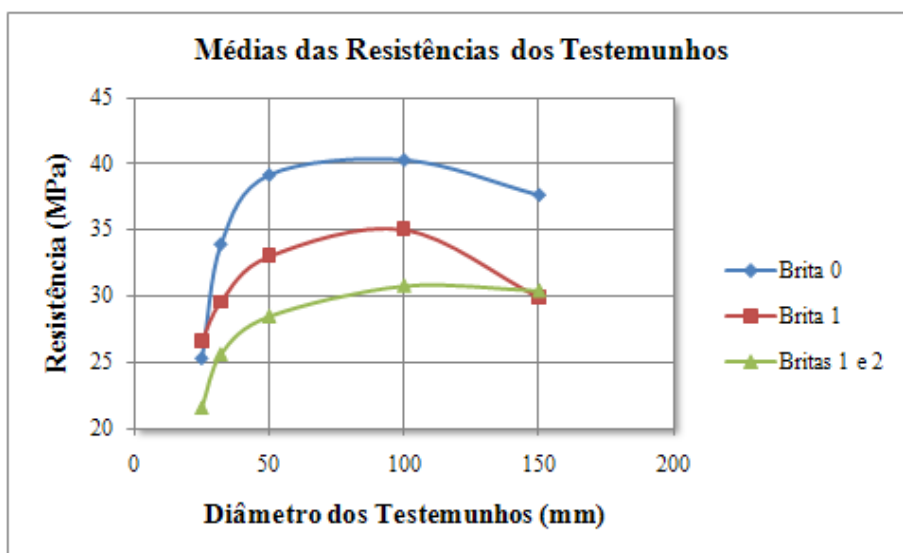


Figura 7.3 – Médias das resistências em função do diâmetro dos testemunhos

7.3.2 Resistência característica à compressão $f_{ck,est}$ nos blocos

De acordo com a ABNT 12655:2006, para controle por amostragem total e número de amostras menores que 20 (vinte) unidades, o valor do $f_{ck,est}$ é o valor da menor resistência obtida nos exemplares. Na análise dos testemunhos, foi adotado como resultado, o menor valor de resistência obtida na amostra para cada tamanho.

No caso dos corpos-de-prova, cada exemplar é constituído de dois elementos de mesma amassada, moldados no mesmo ato, tomando-se como resistência do exemplar, o maior dos valores obtidos.

Os valores obtidos seguindo os procedimentos anteriormente descritos são apresentados na Tabela 7.3. Para os corpos-de-prova, cujas dimensões são permitidas pela norma ABNT 12655:2006, verifica-se que os valores para concreto com a brita 0 e brita 1 e 2 são discrepantes, indicando falha na moldagem. Para o concreto com brita 1, os valores para os dois diâmetros podem ser considerados próximos.

Tabela 7.3 – Resistência característica à compressão do concreto $f_{ck,est}$

Elemento	Diâmetro Nominal (mm)	$f_{ck,est}$ (MPa)		
		Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Corpo-de-prova	150	40,30	35,55	30,25
	100	38,10	34,95	31,80
Testemunhos	150	35,50	26,40	28,50
	100	35,40	33,80	25,50
	50	32,50	29,30	20,10
	32	23,10	20,60	19,50
	25	15,10	15,70	12,90

Para uma melhor comparação entre os resultados foi elaborado o gráfico da Figura 7.4, representando a determinação do $f_{ck,est}$ em função do diâmetro dos testemunhos e concretos com diferentes dimensões nominais dos agregados.

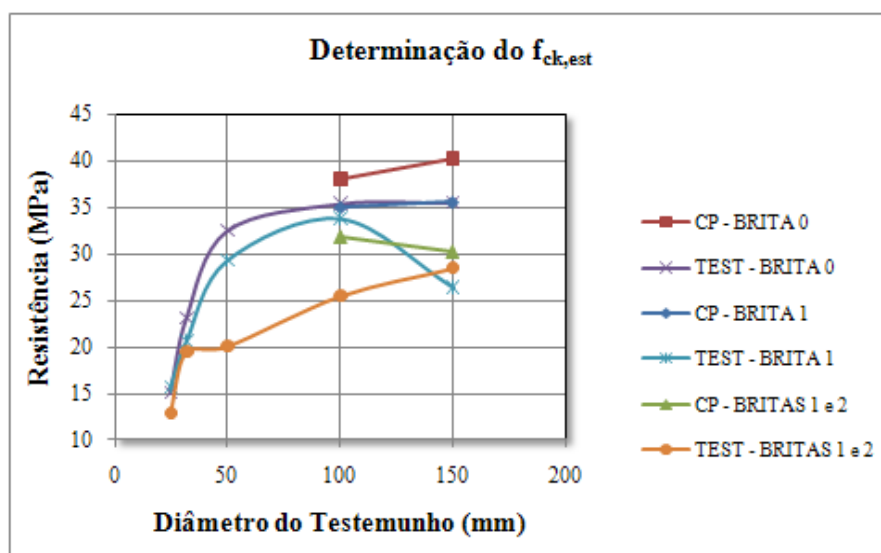


Figura 7.4 – Determinação do $f_{ck,est}$ em função do diâmetro dos testemunhos e corpos-de-prova

Pelos valores obtidos para os corpos-de-prova, verifica-se uma queda nos valores da resistência para os concretos com maiores dimensões máximas do agregado. Este fato já foi explicado anteriormente levando-se em consideração a superfície de molhagem dos agregados graúdos. Para os testemunhos a tendência foi mantida e a diferença foi maior para os testemunhos com diâmetros menores e agregados com brita 2. Para este caso, a relação $\text{diâmetro_testemunho} / \text{dimensão_agregado}$ também influenciou para a queda do valor da resistência.

7.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ESCLEROMETRIA

7.4.1 Avaliação estatística das resistências obtidas pelo método esclerométrico

As resistências estimadas por meio do índice esclerométrico obtidos segundo a norma ABNT NBR 7584:1995 foram analisados estatisticamente considerando a superfície de realização dos impactos. Os resultados considerando todos os índices obtidos são apresentados na Tabela 7.4 por bloco e por face ensaiada. O teste de aderência realizado indicou que a função normal de distribuição se ajusta aos dados.

Tabela 7.4 – Resultados estatísticos dos ensaios de esclerometria, considerando a proximidade das bordas

Agregado	Faces Esclero-metria	Núm. de Dados	Média (MPa)	Desvio Padrão	Coefficiente de Variação	FDP	Nível de significância (P-Value)	K-S
Bloco A0	topo	23	27,78	1,86	0,07	Normal	0,2067	0,222
	face 1	19	27,42	4,05	0,15	Normal	0,9458	0,120
	face 2	17	24,53	3,83	0,16	Normal	0,6829	0,174
Bloco C0	topo	24	30,17	1,71	0,06	Normal	0,1476	0,233
	face 1	16	23,44	3,72	0,16	Normal	0,6565	0,183
	face 2	23	29,74	3,99	0,13	Normal	0,9591	0,106
Bloco A1	topo	24	25,88	1,12	0,04	Normal	0,0310	0,295
	face 1	23	28,43	3,20	0,11	Normal	0,5421	0,169
	face 2	24	29,13	2,91	0,10	Normal	0,3468	0,191
Bloco B1	topo	24	28,46	1,22	0,04	Normal	0,0004	0,422
	face 1	23	24,78	3,05	0,12	Normal	0,4493	0,181
	face 2	22	25,86	3,23	0,12	Normal	0,1122	0,259
Bloco A12	topo	24	28,88	1,39	0,05	Normal	0,0397	0,286
	face 1	23	26,87	2,58	0,10	Normal	0,3357	0,197
	face 2	24	27,92	2,30	0,08	Normal	0,1315	0,238
Bloco B12	topo	24	27,79	1,38	0,05	Normal	0,0074	0,342
	face 1	24	25,21	2,06	0,08	Normal	0,3478	0,191
	face 2	5	11,80	1,79	0,15	Normal	0,2144	0,238

FDP = Função Densidade de Probabilidade.

K-S = Kolmogorov – Smirnov.

Nos valores do coeficiente de variação pode ser identificada uma tendência de menores valores para o topo comparativamente às faces. O intervalo para os valores do topo foi de 0,04 a 0,07, enquanto que para as faces foi de 0,08 a 0,16.

As médias obtidas tiveram uma variabilidade satisfatória se desconsiderado o valor do bloco12, face 2 que ficou muito distante dos demais. A média das médias foi de 27,19 e o coeficiente de variação foi de 7,17 %.

7.4.2 Avaliação dos índices esclerométricos obtidos nos cantos e arestas dos blocos

A NBR 7584:1995, assim como a CMN NM 78:2006 e ASTM C42:2004, recomendam que a área de ensaio deva distar, no mínimo, 50 mm dos cantos e arestas das peças. No intuito de verificar a variabilidade dos resultados obtidos nas bordas dos blocos, foram avaliados os resultados dos índices esclerométricos, através da média e desvio padrão, resultante em cada face dos blocos, analisando a variação dos índices obtidos entre faces e bordas, conforme ilustra Tabela 7.5

Tabela 7.5 – Avaliação dos índices esclerométricos obtidos nos cantos e arestas dos blocos

Agregado	Faces Esclerométricas	Todas as Leituras			Leituras do Centro			Leituras das Bordas		
		Núm. Dados	Média (MPa)	Desvio Padrão	Núm. Dados	Média (MPa)	Desvio Padrão	Núm. Dados	Média (MPa)	Desvio Padrão
Bloco A0	1-topo	288	31,00	2,71	216	32,66	1,99	72	30,50	2,84
	2-face 1	288	32,90	4,28	216	30,74	4,02	72	31,50	3,56
	3-face 2	288	32,50	4,89	216	35,64	3,94	72	33,00	4,66
Bloco C0	4-topo	288	32,60	1,99	216	32,66	1,99	72	32,40	2,00
	5-face 1	288	31,00	3,97	216	30,74	4,02	72	31,60	3,76
	6-face 2	288	35,70	3,87	216	35,64	3,94	72	36,10	3,67
Bloco A1	7-topo	288	30,20	2,30	216	30,11	2,21	72	30,60	2,52
	8-face 1	288	35,40	3,51	216	35,12	3,64	72	36,10	3,02
	9-face 2	288	35,00	3,26	216	35,05	3,25	72	34,90	3,31
Bloco B1	10-topo	288	31,80	1,81	216	31,73	1,76	72	32,20	1,94
	11-face 1	288	32,60	3,34	216	32,17	3,25	72	33,80	3,33
	12-face 2	288	33,50	4,29	216	32,87	3,80	72	35,30	5,12
Bloco A12	13-topo	288	32,30	1,81	216	32,24	1,82	72	32,60	1,79
	14-face 1	288	33,90	3,00	216	33,83	3,00	72	34,10	2,98
	15-face 2	288	34,80	2,93	216	34,68	2,86	72	35,1	3,13
Bloco B12	16-topo	288	31,50	1,76	216	31,46	1,79	72	31,50	1,65
	17-face 1	288	32,70	2,80	216	32,63	2,93	72	32,80	2,39
	18-face 2	288	20,90	3,29	216	20,57	3,25	72	21,90	3,18

A comparação entre as médias das médias das leituras (impactos) realizadas indica que não houve grande diferença nos valores quando considerados os pontos centrais, os das bordas ou de todos juntos. Nos três conjuntos de dados a média foi aproximadamente 33 e o coeficiente de variação entre 4,92 % e 5,51 %, os quais podem ser considerados próximos e baixos. Nos gráficos da Figura 7.5 pode-se notar a proximidade das curvas, com pequenas discrepâncias em duas faces.

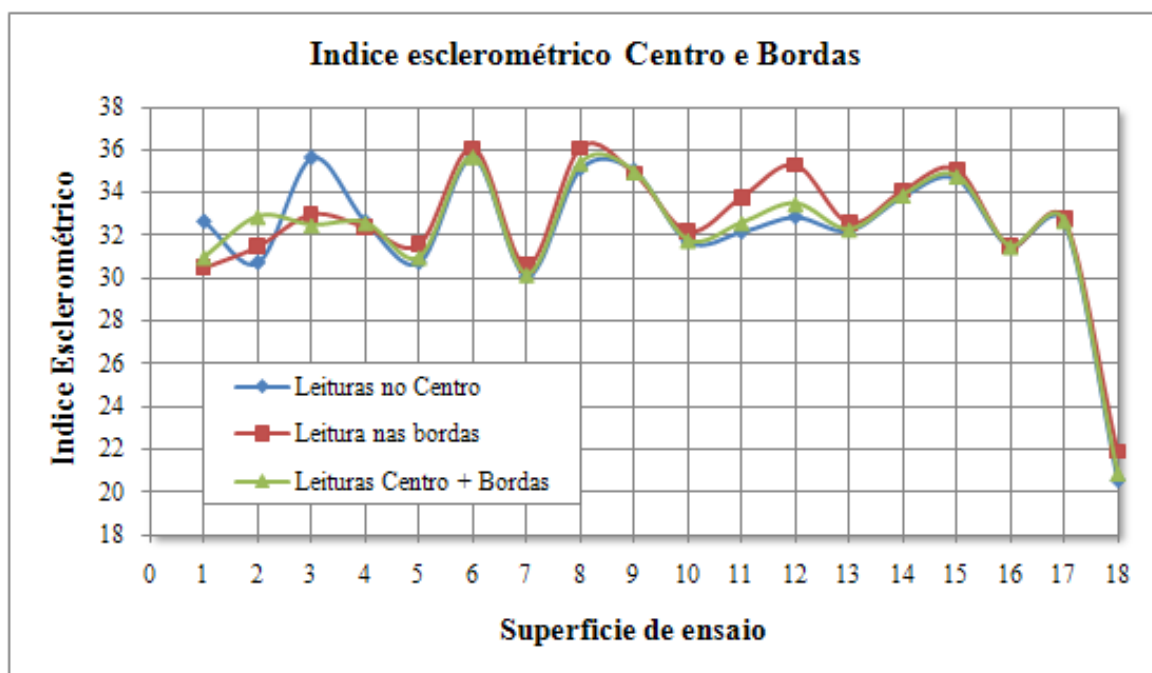


Figura 7.5 – Índices esclerométricos do centro e da borda

7.5 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DE ENSAIOS

7.5.1 Avaliação dos resultados obtidos de corpos-de-prova e testemunhos

No intuito de uma comparação mais detalhada entre resistências de testemunhos e corpos-de-prova de mesmo diâmetro, foram relacionados na Tabela 7.6, para o diâmetro nominal de 150 mm, Tabela 7.7, para o diâmetro nominal de 100 mm e Tabela 7.8, para o diâmetro nominal de 50 mm, todos os valores individuais de resistência de acordo com o diâmetro e dimensão nominal máxima do agregado. Para tal, foi considerado que os exemplares são compostos de 2 corpos-de-prova ou 3 testemunhos, com exceção do diâmetro de 50 mm

com maiores números, e o resultado é o maior valor do exemplar. Os blocos foram agrupados por amassada.

Tabela 7.6– Comparação entre resistências individuais de corpos-de-prova e testemunhos - diâmetro de 150 mm

Elemento		Corpos-de-prova			Testemunhos		
Bloco	Resistências	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Blocos A0, A1 e A12	Individuais	29,3	34,7	28,9	38,00	30,80	29,30
		38,5	36,2	27,5	35,50	30,50	28,90
		-	-		38,20	31,80	28,50
	Resultado	38,5	36,2	28,9	38,20	31,80	29,30
Blocos C0, B1 e B12	Individuais	42,1	32,1	30,5	37,60	29,70	32,80
		38,1	34,9	31,6	37,80	26,40	30,20
		-			38,90	30,20	32,80
	Resultado	42,1	34,9	31,6	38,90	30,20	32,80

No caso do diâmetro de 150 mm, Tabela 7.6, para as amassadas dos concretos dos blocos A0, A12 e B12, tanto os corpos-de-prova quanto os testemunhos resultaram em uma mesma resistência. Para as demais amassadas e blocos, os valores não são muito discrepantes quando comparado resultado do corpo-de-prova e do testemunho correspondente. De forma geral pode-se considerar que os testemunhos representaram adequadamente os concretos. Cabe salientar que os resultados obtidos para os testemunhos foram, em sua maioria, inferiores aos dos corpos-de-prova.

Tabela 7.7 – Comparação entre resistências individuais de corpos-de-prova e testemunhos - diâmetro de 100 mm

Elemento		Corpos-de-prova			Testemunhos		
Bloco	Resistências	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Blocos A0, A1 e A12	Individuais	38,70	33,90	31,5	45,60	36,90	35,40
		31,70	43,30	34,90	35,40	40,5	34,30
					42,10	36,60	34,90
	Resultado	38,70	43,30	34,90	45,60	36,90	35,40
Blocos C0, B1 e B12	Individuais	35,70	35,50	31,9	39,10	34,20	27,20
		34,00	35,60	27,8	36,40	33,80	25,50
					35,40	34,00	26,30
	Resultado	35,70	35,6	31,9	39,10	34,20	27,20

Para o diâmetro de 100 mm da Tabela 7.7, os valores, em sua maioria, são discrepantes quando comparado resultado do corpo-de-prova e do testemunho correspondente. Também pode-se notar que os resultados obtidos para os testemunhos foram, em sua maioria, superiores aos dos corpos-de-prova, portanto os testemunhos não representaram adequadamente os concretos.

Tabela 7.8 – Comparação entre resistências individuais de corpos-de-prova e testemunhos com diâmetro de 50 mm

Elemento		Corpos-de-prova			Testemunhos		
Bloco	Resistências	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Blocos A0, A1 e A12	Individuais	39,9	22,80	28,1	44,00	29,80	36,00
		39,1	10,60	21,1	44,80	32,40	31,30
				17,3	42,10	34,10	24,90
					39,60	32,70	32,70
					41,60	35,60	33,00
					32,50	33,10	29,30
	Resultado	39,9	22,8	28,1	44,80	35,60	36,00
Blocos C0, B1 e B12	Individuais	38,3	18,40	22,1	42,00	34,60	29,90
		35,9	21,30	30,2	37,00	33,20	28,70
				11,8	34,80	32,90	27,70
				25,7	39,20	29,30	20,10
					36,50	33,70	27,50
					36,20	35,10	20,90
	Resultado	38,3	21,3	30,2	42,0	35,10	29,90

Conforme informado anteriormente os resultados dos corpos-de-prova de 50 mm foram desprezados por falhas de moldagem. Para o diâmetro de 50 mm da Tabela 7.8, os valores, em sua maioria, também são discrepantes quando comparado resultado do corpo-de-prova e do testemunho correspondente e pode-se notar que os resultados obtidos para os testemunhos foram, em sua maioria, superiores aos dos corpos-de-prova, portanto os testemunhos não representaram adequadamente os concretos.

7.5.2 Comparação entre resistência dos corpos-de-prova e testemunhos.

O controle de resistência dos testemunhos aos 120 dias de idade, pode ser realizado considerado tanto corpos-de-prova de 150 mm como os de 100 mm. A Tabela 7.9

apresenta os resultados de resistência à compressão dos resultados dos corpos-de-prova e testemunhos.

Tabela 7.9 – Comparação de resistência entre corpos-de-prova e testemunhos

Elemento	Diâmetro Nominal (mm)	Resistências 120 dias (MPa)		
		Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Corpos-de-prova	150	40,30	35,55	30,25
	100	38,10	34,95	31,80
Testemunhos	150	37,67	29,9	30,42
	100	40,32	35,07	30,78
	50	39,19	33,04	28,50
	32	33,92	29,55	25,64
	25	25,24	26,59	21,64
	Média	35,27	30,83	27,40

A maior aproximação entre os resultados dos corpos-de-prova considerados pelo controle e os testemunhos ocorreu para o diâmetro de 100 mm. Os testemunhos de 150 mm, quando comparados com os corpos-de-prova, apresentaram uma ligeira queda de resistência, para concretos com britas 0 e britas 1.

Os gráficos das Figuras 7.6 e 7.7 permitem uma melhor visualização para comparação dos resultados.

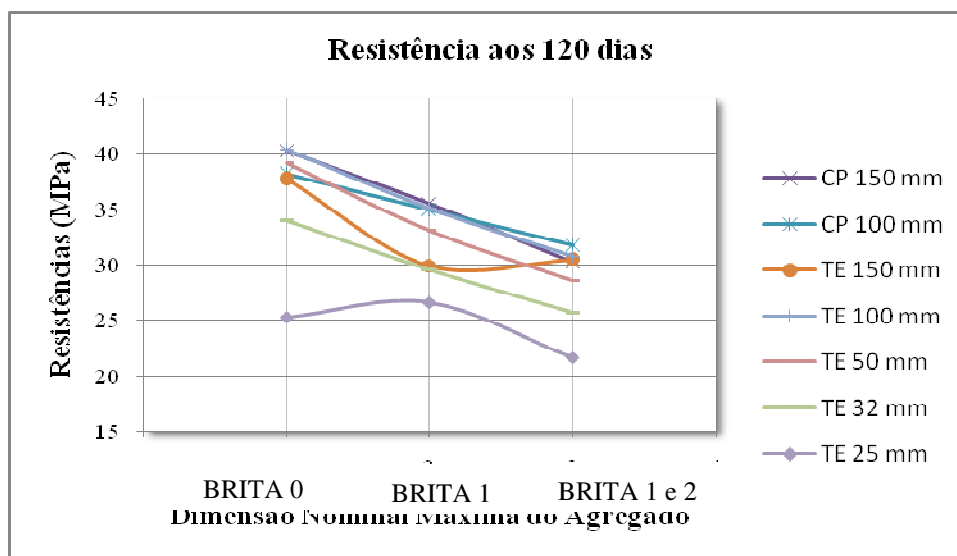


Figura 7.6 – Comparação de resistências entre corpos-de-prova e testemunhos

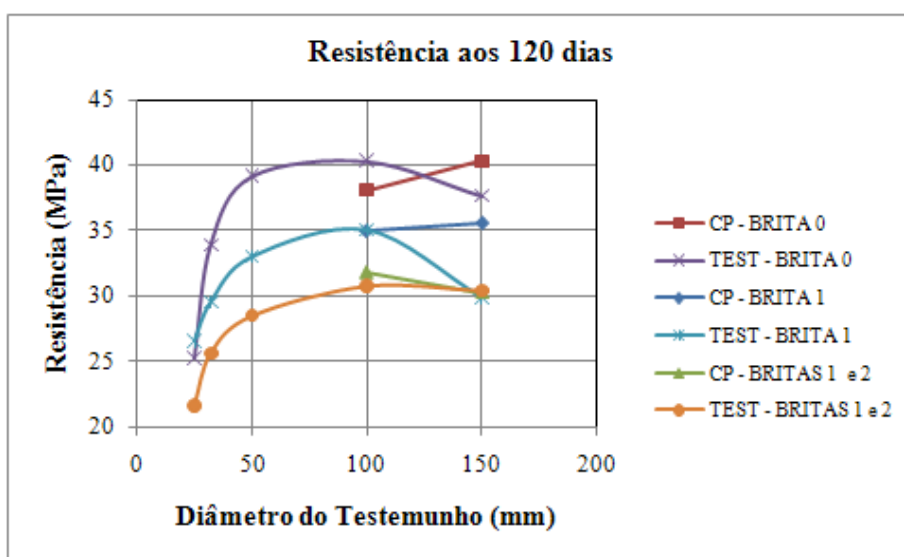


Figura 7.7 – Comparação de resistências entre corpos-de-prova e testemunhos

Percebe-se claramente pelo gráfico, que as maiores resistências obtidas através dos testemunhos, foram para os diâmetros de 100 mm, independentemente da dimensão nominal máxima do agregado.

Para corpos-de-prova nota-se o aumento da resistência para o aumento do diâmetro, com exceção do concreto com britas 1 e 2, que apresentou uma ligeira queda.

7.5.3 Comparação entre ensaio de resistência à compressão e resistência obtida através do ensaio de esclerometria na face de corpos-de-prova de 150 mm

Conforme descrito anteriormente, imediatamente antes do ensaio de ruptura, realizou-se o ensaio de esclerometria nas laterais dos corpos-de-prova, cujos resultados são relacionados na Tabela 7.10.

Tabela 7.10 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria na face de corpos-de-prova de 150 mm

Resistência (MPa)	À compressão axial			Esclerometria			Relação Comp. Axial / Res. Esc.		
	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Individual	29,30	38,70	39,90	11,00	15,00	15,00	2,66	2,58	2,66
	38,50	40,50	39,10	12,00	15,00	17,00	3,21	2,70	2,30
	42,10	35,70	38,30	13,00	16,00	18,00	3,24	2,23	2,13
	38,10	34,00	35,90	14,00	12,00	17,00	2,72	2,83	2,11
Média	37,00	37,23	38,30	12,50	14,50	16,75	-	-	-
Coef. de Var.	0,1470	0,0784	0,0452	0,1032	0,1193	0,0752	-	-	-

Pelos resultados apresentados, observa-se que os valores de resistência nos corpos-de-prova encontrados pelo método esclerometria se apresentaram bem inferiores aos determinados pelo ensaio de compressão axial. Isto pode ser explicado pela quantidade de argamassa no entorno dos corpos-de-prova, apresentando consequentemente, resistência mais baixa, no entanto os valores se apresentaram bem uniformes, comprovada pelo baixo desvio padrão entre os resultados.

Pelo fato dos valores dos índices esclerométricos terem sido muito diferente dos resultados de compressão axial, a utilização do índice esclerométrico do corpo-de-prova neste caso não gera resultados representativos.

7.5.4 Comparação do ensaio de esclerometria no topo dos testemunhos

Para a comparação entre valores de resistências obtidas no ensaio de ruptura por compressão com os da esclerometria, a determinação da resistência em posições que corresponderam ao topo dos testemunhos com diâmetros de 150 mm, Tabela 7.11; 100 mm, Tabela 7.12 e 50 mm na Tabela 7.13, foi realizada com os índices esclerométricos dos nove pontos mais próximos do centro da região de extração.

A análise a ser feita para esta comparação é a relação entre as resistências obtidas no ensaio de ruptura e na esclerometria. Neste sentido, verifica-se na Tabela 7.11, que para o concreto com brita 0 a relação variou de 1,40 a 1,71. Para o concreto com brita 1 e britas 1 e 2, esta variação ficou entre 0,80 e 1,29, portanto com um intervalo superior ao obtido

para a brita 0. No caso de se utilizar o valor obtido na esclerometria para estimar a resistência à compressão do concreto em um determinado elemento, o mais seguro será empregar a menor relação obtida para os pontos nos quais foi realizada a esclerometria com posterior extração de testemunhos.

Tabela 7.11 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria no topo de testemunhos de 150 mm

Resistência (MPa)	À compressão axial			Esclerometria			Relação Res. Esc. / Res. Axial		
	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Individual	38,00	30,80	29,30	26,00	29,00	26,00	1,46	1,06	1,13
	35,50	30,50	28,90	25,00	35,00	30,00	1,42	0,87	0,96
	38,20	31,80	28,50	26,00	33,00	29,00	1,47	0,96	0,98
	37,60	29,70	32,80	22,00	23,00	-	1,71	1,29	-
	37,80	26,40	30,20	27,00	33,00	-	1,40	0,80	-
	38,90	30,20	32,80	25,00	26,00	26,00	1,56	1,16	1,26
Média	37,67	29,90	30,42	25,17	29,83	27,75	-	-	-
Coef. de Var.	0,0305	0,0619	0,0634	0,0683	0,1566	0,0742	-	-	-

Aplicando o recomendado anteriormente, a resistência estimada para o concreto com brita 0 poderia, na pior hipótese, ser 18 % menor que a obtida nos testemunhos. Para o concreto com brita 1, a diferença seria maior. O valor estimado neste caso seria somente 62 % do valor obtido no testemunho, para a maior diferença. Deve-se notar que, para a brita 1, o coeficiente de variação da esclerometria foi o maior entre todos. Para o concreto com britas 1 e 2, a diferença seria de 24 %, ou seja, o valor seria 76 % do valor obtido no testemunho.

Cabe salientar que a variabilidade dos valores obtidos no ensaio de esclerometria, para todas as dimensões de britas, foi superior aos obtidos no ensaio à compressão axial nos testemunhos.

Na Tabela 7.12 para diâmetros de 100 mm, a relação entre resistências para o concreto com brita 0 variou de 1,18 a 1,97. Para o concreto com brita 1 e britas 1 e 2, a variação foi homogênea, entre 1,02 e 1,18, com exceção de poucas situações.

Tabela 7.12 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria no topo de testemunhos de 100 mm

Resistência (MPa)	À compressão axial			Esclerometria			Relação Res. Esc. / Res. Axial		
	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Individual	45,6	36,9	35,4	32,00	33,00	30,00	1,43	1,12	1,18
	43,3	34,9	35,4	22,00	30,00	30,00	1,97	1,16	1,18
	42,1	36,6	34,9	25,00	33,00	26,00	1,68	1,11	1,34
	39,1	34,2	27,2	33,00	22,00	25,00	1,18	1,55	1,09
	36,4	33,8	25,5	30,00	25,00	25,00	1,21	1,35	1,02
	35,4	34	26,3	29,00	29,00	23,00	1,22	1,17	1,14
Média	40,32	35,07	30,78	28,50	28,67	26,50	-	-	-
Coef. de Var.	0,0997	0,0388	0,1595	0,1484	0,1538	0,1087	-	-	-

Adotando-se a menor relação, a resistência estimada para o concreto com brita 0 poderia, na pior hipótese, ser 62 % da obtida nos testemunhos. Para o concreto com brita 1, seria de 72 % e para o concreto com britas 1 e 2, seria de 76 %.

Tabela 7.13 – Relação entre resistência à compressão axial e resistência por esclerometria no topo de testemunhos de 50 mm

Resistência (MPa)	À compressão axial			Esclerometria			Relação Res. Esc. / Res. Axial		
	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2	Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
Individual	44,00	29,80	36,00	27,00	30,00	33,00	1,63	0,99	1,09
	44,80	32,40	31,30	-	29,00	29,00	-	1,12	1,08
	42,10	34,10	24,90	29,00	29,00	30,00	1,45	1,18	0,83
	39,60	32,70	32,70	25,00	33,00	30,00	1,58	0,99	1,09
	41,60	35,60	33,00	29,00	32,00	29,00	1,43	1,11	1,14
	32,50	33,10	29,30	26,00	32,00	30,00	1,25	1,03	0,98
	42,00	34,60	29,90	23,00	19,00	26,00	1,83	1,82	1,15
	37,00	33,20	28,70	26,00	30,00	26,00	1,42	1,11	1,10
	34,80	32,90	27,70	25,00	33,00	22,00	1,39	1,00	1,26
	39,20	29,30	20,10	-	33,00	26,00	-	0,89	0,77
	36,50	33,70	27,50	30,00	29,00	25,00	1,22	1,16	1,10
	36,20	35,10	20,90	25,00	30,00	25,00	1,45	1,17	0,84
Média	37,62	33,13	25,80	25,80	29,00	25,00	-	-	-
Coef. de Var.	0,0686	0,0619	0,1628	0,1004	0,1786	0,0620	-	-	-

Pelos valores apresentados nas Tabelas 7.11, 7.12 e 7.13, verifica-se que o coeficiente de variação para o concreto com brita 1 foi o maior entre os coeficientes de variação obtidos na esclerometria para os 3 diâmetros. Também pode-se notar que as relações para o concreto com brita 0 sempre foram superiores a 1, com média próxima de 1,5, enquanto que para os concretos com britas 1 e 1 e 2, algumas relações foram inferiores a 1, porém, a média foi superior e mais próximos de 1.

7.6 COMPARAÇÃO RESUMO

Na Tabela 7.14, encontram-se os resultados, com arredondamento, da resistência média à compressão do concreto aos 120 dias para três situações de dimensão nominal máxima do agregado: em corpos-de-prova, em testemunhos e obtidas por esclerometria.

Tabela 7.14 – Resultados de resistência à compressão do concreto aos 120 dias para corpos-de-prova e testemunhos

Diâmetro Nominal do Espécime (mm)	Ensaio	Resistências 120 dias (MPa)		
		Brita 0	Brita 1	Britas 1 e 2
150 mm	Ruptura de corpo-de-prova	40	36	30
	Ruptura de testemunho	38	30	30
	Esclerometria nas faces dos corpos-de-prova	13	15	17
	Esclerometria no topo do testemunho	25	30	28
100 mm	Ruptura de corpo-de-prova	38	35	32
	Ruptura de testemunho	40	35	31
	Esclerometria no topo do testemunho	28	26	23
50 mm	Ruptura de corpo-de-prova	39	22	29
	Ruptura de testemunho	39	33	29
	Esclerometria no topo do testemunho	26	30	28
32 mm	Ruptura de testemunho	34	30	26
	Esclerometria no topo do testemunho	26	26	27
25 mm	Ruptura de testemunho	25	27	22
	Esclerometria no topo do testemunho	23	29	29

Na determinação da resistência por meio dos ensaios de esclerometria nos locais que correspondem ao topo dos testemunhos foram adotados os índices esclerométricos dos nove pontos mais próximos do centro da região de extração.

Em relação aos valores obtidos por esclerometria, verifica-se que os mesmos foram próximos, indicando uniformidade do concreto, não apresentando nenhuma tendência quanto à variação da dimensão nominal máxima do agregado.

Também pode-se verificar que, com a utilização das britas 1 e 2, os resultados obtidos nos corpos-de-prova, testemunho e esclerometria se aproximaram. Esta tendência deverá ser melhor analisada pois, o aumento da dimensão nominal máxima do agregado deveria influenciar negativamente os resultados dos testemunhos.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

É de grande interesse do meio-técnico, pesquisas para aprimorar as atividades relativas à inspeção e avaliação de estruturas acabadas. Todavia, através da avaliação dos procedimentos adotados neste programa experimental, verifica-se a importância de avaliação de vários fatores capazes de interferir nos resultados de ensaios destinados à avaliação de estruturas existentes. Inicialmente é necessária a elaboração de um plano de trabalho com objetivos bem definidos, onde deve ser analisado o tamanho dos lotes, os ensaios a realizar além da metodologia a ser aplicada nos mesmos.

Para o caso específico de extrações devem ser analisados: a possibilidade de utilização de ensaios não destrutivos no intuito de avaliar a homogeneidade do concreto, experiência da equipe técnica, definição das condições de umidade para ruptura dos testemunhos, índice de esbeltez dos testemunhos, diâmetros de extração, condições dos equipamentos utilizados no ensaio além de outros fatores que podem interferir nos resultados. Todas estas recomendações devem ser observadas a fim obter resultados confiáveis e representativos da estrutura.

Em relação à presente pesquisa, cabe mencionar as limitações em relação à quantidade de testemunhos extraídos, que embora, tenham sido atendidos critérios de normalização, foram insuficientes em virtude do conjunto de variantes que podem interferir nos ensaios, e que em estudos similares as conclusões podem sofrer alterações.

Como objetivo de determinação da representatividade dos ensaios de esclerometria e ruptura corpos-de-prova e testemunhos de tamanhos convencionais e de pequeno diâmetro, através da análise dos resultados obtidos e dos estudos estabelecidos nos capítulos anteriores, podem ser destacadas as principais conclusões para a pesquisa realizada:

- os resultados indicaram uma queda na resistência à compressão do concreto aos 28 dias quando se utilizou brita 1 e a associação das britas 1 e 2 em relação à brita 0;
- os valores obtidos por esclerometria foram próximos, independentemente da DMA;
- Os valores do coeficiente de variação da esclerometria das faces em relação aos topos dos blocos, se apresentaram maiores. O intervalo para os valores do topo foi de 0,04 a 0,07, enquanto que para as faces foi de 0,08 a 0,16;
- Avaliando todos os testemunhos o intervalos do coeficiente de variação para concreto com brita 0 foi de 0,03 a 0,19; para brita 1 obteve-se valores entre 0,06 e 0,15 e intervalos de 0,06 a 0,21 para concretos com britas 1 e 2;
- a relação entre as resistências estimadas pelos ensaios de ruptura a compressão e por esclerometria é muito variável, portanto, para estimar a resistência à compressão do concreto em um determinado elemento, com o valor obtido na esclerometria, o mais seguro será empregar a menor relação obtida para os pontos nos quais foi realizada a esclerometria com posterior extração de testemunhos;
- os valores dos índices esclerométricos na lateral dos corpos-de-prova foram muito diferentes dos resultados obtidos através do ensaio de compressão axial, portanto, a utilização do índice esclerométrico não gera resultados representativos;
- com a utilização das britas 1 e 2, os resultados obtidos nos corpos-de-prova, testemunhos e na esclerometria se aproximaram;
- a função de distribuição normal se ajustou aos valores favoravelmente;
- houve uma tendência de aumento do coeficiente de variação com a diminuição do diâmetro do testemunho;

- constatou-se uma diminuição da média dos valores da resistência para testemunhos de pequenos diâmetros.

Como é sabido, vários estudiosos empenharam sobre o assunto desta pesquisa. Como uma conclusão final fica a recomendação de realizar-se uma pesquisa coordenada, interlaboratorial, que poderia avançar em uma inclusão dos procedimentos para testemunhos de pequeno diâmetro na norma ABNT NBR 7680:2007.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No interesse e possibilidade de continuação deste estudo experimental, algumas linhas para pesquisas podem ser sugeridas, a destacar:

- Realização de experimento com maior número de testemunhos, principalmente os de diâmetros menores, possibilitando amostras com maior número de exemplares, visto que o coeficiente de variação aumenta com a diminuição do diâmetro;
- Para homogeneidade das séries e possibilidade de moldagem de maior número de blocos, poderá ser utilizado concreto de uma só amassada para cada dimensão nominal máxima do agregado;
- Realização do ensaio de esclerometria utilizando curvas de calibração para o material utilizado;
- Avaliação do desempenho de testemunhos de pequeno diâmetro avaliando concreto de diferentes níveis de resistência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBA, F. H.; CABEZAS, L. A., Microprobetas testigo de hormigon endurecido ?Son representativas? In: 1r CONGRÉS. EL CAS DELS SOSTRES. EXPERIÉNCIES I PERSPECTIVES, Barcelona, 1995.

ANDRADE, T. Tópicos sobre durabilidade do concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol.1, p. 753-792.

ANDRADE, T., COSTA E SILVA, A. J. Patologia das Estruturas. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol.2, p. 954-983.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 42. Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete. West Conshocken, 2004.

_____. ASTM C 803. Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete. West Conshocken, 2003.

_____. ASTM C 805. Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete. West Conshocken, 2008.

_____. ASTM C 900. Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete1. West Conshocken, 2006.

_____. ASTM C 1074. Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method. West Conshocken, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5738. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 5738. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova. Rio de Janeiro, 2008.

_____. NBR 5739. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos . Rio de Janeiro, 1994.

_____. NBR 5739. Concreto – Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos . Rio de Janeiro, 2007.

_____. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 7215. Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro, 1996.

_____. NBR 7251. Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária. Rio de Janeiro, 1982.

_____. NBR 7584. Concreto endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

_____. NBR 7680. Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 1983.

_____. NBR 7680. Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

_____. NBR 7809. Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1983.

_____. NBR 8802. Concreto Endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12655. Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle e Recebimento – Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR 12826. Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação do índice de finura por meio de peneirador aerodinâmico. Rio de Janeiro, 1993.

_____. NBR NM 23. Cimento portland e outros materiais em pó - Determinação de massa específica. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR NM 43. Cimento portland – Determinação da pasta de consistência normal. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR NM 45. Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR NM 51. Agregado graúdo - Ensaio de abrasão "Los Angeles". Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR NM 52. Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR NM 53. Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR NM 65. Cimento portland - Determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR NM 76. Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine). Rio de Janeiro, 1998.

_____. NBR NM 248. Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

BAUER, R. J. F.; CURTI, R. e TAKASHIMA, S. Influência da esbeltez e diâmetro dos testemunhos extraídos de concretos de elevado desempenho. In: 41º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO – IBRACON, Salvador, Brasil, 1999. 7 p.

CANOVAS, M. F. Patologia e Terapia do Concreto Armado. São Paulo: PINI, 1988.

CARINO, N. J. Nondestructive testing of concrete: history and challenges. Proc. V. Malhotra Symposium (ACI SP-144). Detroit, U.S.A., 1994. pp. 623-679.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACION. NM 69. Concreto – Extração, preparação e ensaio de testemunhos de concreto. MERCOSUL, 1996.

COMITÉ MERCOSUR DE NORMALIZACION. NM 78. Concreto Endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. MERCOSUL, 1996.

COUTINHO, A. Sousa. Fabrico e Propriedades do Betão. Lisboa, LNC, v.1, 1973.

CREMONINI, R. A. Análise de estruturas acabadas: contribuição para a determinação da relação entre as resistências potencial e efetiva do concreto. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994. 195p.

DA SILVA, T. J. Predicción de la vida útil de forjados unidireccionales de hormigón mediante modelos matemáticos de deterioro. Tese de doutorado, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 1998. 327 p.

EVANGELISTA, A. C. J. Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002. 219 p.

FIGUEIREDO, E. P. Inspeção e diagnostico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras e deformações. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol.2, p. 985-1015.

FUSCO, P. B. Resistência do concreto comprimido. In: 35º REIBRAC, 1993, Brasília, v.2, IBRACON, p. 467-483.

GUTSCHOW, C. A. Avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas através da extração e ensaio de testemunhos de pequenos diâmetros. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1995. 146 p.

HELENE, P. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. Tese (Livre Docência), Escola Politécnica de da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993, 271p.

HELENE, P. Vida útil das estruturas de concreto. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES E IV CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, 1997, Porto Alegre: UFRGS, Brasil, 1997.

HELENE, P., FIGUEIREDO, E. P. Introducción. In: HELENE, P., PEREIRA, F. (Ed.). Manual de Rehabilitación de estructuras de hormigón – Reparación, refuerzo y protección. São Paulo, 2003.

LESCHINSKY, A. Ensayos de testigos para la determinación de la resistencia del hormigón. Cemento-Hormigón, Ni 743, 1995. Sydney, Australia, pp. 284-303.

MANUGISTICS, Inc. Programa Statgraphics Plus 5.1 Educational, registrado por Statistical Graphics Corporation, USA, 2000.

MALHOTRA, V. M., CARETTE, G. G. In situ testing for concrete strength. Proc. Progress in Concrete Technology, Ed. V. M. Malhotra, Quebec, Canada, 1980. p. 749-796.

MARTINS, M. L. C., FERNANDEZ-GOMEZ, J. e DAL MOLIN, D. C. Extração de testemunhos em concreto de alta resistência: influência da esbeltez e diâmetro do testemunho extraído. In: IV CONGRESSO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES E IV CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, 1997, Porto Alegre: UFRGS, Brasil, 1997.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

MONTOYA P. J., MESEGUER A. G., CABRE F. M., Hormigón Armado. 11. ed., Barcelona: Editorial Gustavo Gili, S. A, 1981.

NEPOMUCENO, A. A. Mecanismos de Transporte de Fluidos no Concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed.). Concreto. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. Vol.1, p. 793-827.

NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. Trad. Salvador e. Giammusso. 2. ed. São Paulo: PINI, 1997.

REPETTE, W. L. Contribuição à inspeção e à avaliação da Segurança de estruturas acabadas de concreto armado. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1991. 169 p.

RINCÓN, O. T.; CARRUYO, A. R.; ANDRADE, C.; HELENE, P.; DIAS, I. (C omité Editorial). Manual de Inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado. Pub. Red. DURAR – Programa CYTED, Maracaibo, Venezuela, 1997. 205 p.

RODRIGUES, P. P. F., Parâmetros de Dosagem de Concreto, São Paulo:ABCP, 1984.

RUSCH, H. Concreto Armado e Protendido: Propriedades dos Materiais e Dimensionamento. Tradução de Yara Penha Melichar, Rio de Janeiro: Campus, 1981.

SOUZA, V, C. M., RIPPER T. Patologia, Recuperação e Reforço de estruturas de concreto. São Paulo: PINI, 1998.

TEODORU, G. A new look at the regulations regarding the re-evaluation of concrete structures. Proceedings DABI Symp. Re-evaluation of Concrete Structures, Copenhagen, Dinamarca, 1988. pp. 473-482.

VIEIRA FILHO, J. O. Avaliação da resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos: contribuição à estimativa do coeficiente de correção devido aos efeitos de broqueamento. v.1; Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007. 216 p.