

**EMPREGO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E DE EXTRAÇÃO DE  
TESTEMUNHOS NA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À  
COMPRESSÃO DO CONCRETO**

**MARIA DEL PILAR GUZMAN PALACIOS**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS  
E CONSTRUÇÃO CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EMPREGO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E DE EXTRAÇÃO  
DE TESTEMUNHOS NA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À  
COMPRESSÃO DO CONCRETO**

**MARIA DEL PILAR GUZMAN PALACIOS**

**ORIENTADOR: ELTON BAUER**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS  
E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.DM-007A/12  
BRASÍLIA/DF ABRIL - 2012**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**EMPREGO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E DE EXTRAÇÃO  
DE TESTEMUNHOS NA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À  
COMPRESSÃO DO CONCRETO**

**MARIA DEL PILAR GUZMAN PALACIOS**

**DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE  
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE DE  
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE  
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU  
DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**Prof. Elton Bauer, Dsc. (UnB)**  
(Orientador)

---

**Prof. Antonio Alberto Nepomuceno, Dr.Ing. (UnB)**  
(Examinador Interno)

---

**Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D. (UFSC)**  
(Examinador Externo)

**BRASÍLIA/DF, 19 DE ABRIL DE 2012.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

**PALACIOS, MARIA DEL PILAR GUZMAN**

Emprego de Ensaio Não Destrutivos e de Extração de Testemunhos na Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto. [Distrito Federal] 2012.

xviii, 165p, 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2012).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Ensaio Não Destrutivos

2. Resistência à compressão

3. Testemunhos

4. Concreto

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

PALACIOS, M.P.G (2012). Emprego de Ensaio Não Destrutivos e de Extração de Testemunhos na Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-007A/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 165p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTORA: María del Pilar Guzmán Palacios

TÍTULO: Emprego de Ensaio Não Destrutivos e de Extração de Testemunhos na Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto.

GRAU: Mestre

ANO: 2012

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

María del Pilar Guzmán Palacios

SQN 406 Bloco A Apartamento 106 Asa Norte.

CEP 70847-010 Brasília/DF, Brasil.

E-mail: [pilarguzman@unb.br](mailto:pilarguzman@unb.br)

*Aos meus pais, pelo incentivo e apoio  
ao longo de toda minha formação pessoal e profissional.*

*A meus irmãos, que sempre me animaram a continuar.*

*A Meu amor pela paciência e compreensão da minha ausência.*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço em primeiro lugar a Deus pela saúde e perseverança concedida para que eu pudesse culminar esta etapa da minha vida.

Aos meus pais, Carlos Alberto e Julia, a quem devo tudo o que sou por serem exemplos de vida nos quais sempre me espelhei. À minha irmã, Anita e meu irmão Andrés, obrigada pelo apoio e tanto amor. Meu amor Leonardo pela ajuda e motivação constante em todo momento.

Ao meu orientador, Professor Elton Bauer pela paciência, apoio e ensinamentos transmitidos nesses dois anos, pela dedicação e confiança depositada.

Aos professores e colegas do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade de Brasília. Em especial aos meus amigos Alejandro e Paola, companheiros de luta constante.

Ao Laboratório de Ensaio de Materiais pela disponibilidade de equipamentos e instalações para realização dos ensaios. Aos técnicos do laboratório: Severo e Washington pelo auxílio nos ensaios.

Ao professor André Pacheco de Assis do Departamento de Programa de Pós-Graduação em Geotécnica da Universidade pela ajuda com a análise estatística.

À Redimix, que cedeu os materiais utilizados na pesquisa para realização dos diferentes ensaios.

Um agradecimento especial a CAPES que contribuiu com uma bolsa de estudos durante os dois anos de mestrado.

A todos os meus amigos e familiares que contribuíram para que esta etapa se concretizasse, meus mais sinceros agradecimentos.

## **RESUMO**

### **EMPREGO DE ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E DE EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS NA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.**

**Autora: María del Pilar Guzmán Palacios**

**Orientador: Elton Bauer**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, Abril de 2012**

Avaliar a resistência das estruturas tem sido objeto de muitas pesquisas, devido a ser cada vez mais frequentes os casos de obras que apresentam não conformidade com relação ao especificado no projeto. O método mais comumente utilizado na realização destas avaliações é a extração e rompimento de testemunhos, ainda que gerem danos consideráveis na estrutura. No entanto existe a possibilidade de considerar outras alternativas como os ensaios não destrutivos, principalmente quando são aferidos por curvas de correlação elaboradas com concretos usuais de cada região. Estes ensaios fornecem rapidez na execução, disponibilidade imediata dos resultados, menores custos, poucos o nenhum dano para a estrutura a ser ensaiada.

Este estudo visa avaliar a resistência à compressão de concretos dosados com materiais da região por meio de ensaios não destrutivos, em específico esclerometria, velocidade de onda ultrassônica e penetração de pino, além de avaliar a representatividade dos valores obtidos na extração de testemunhos de menores diâmetros (75mm e 50mm). Os ensaios mencionados foram realizados em laboratório, objetivando avaliar a variabilidade do ensaio e propor curvas de correlação para concretos com resistências característica de 30 MPa, 40MPa e 50 MPa. Com o estudo realizado em uma central de concreto constatou-se que os ensaios não destrutivos podem ser utilizados na estimativa da resistência a compressão, sempre que seja elaborada uma curva de correlação com os materiais utilizados, principalmente nos concretos de menores resistências que apresentaram maior variabilidade em seus resultados.

Palavras-chave: Resistência à compressão, Ensaio não destrutivo, Extração de testemunhos.

## **ABSTRACT**

### **Non-destructive Testing Methods and Testing Cores on Estimating of Compressive Strength of concrete**

**Author: María del Pilar Guzmán Palacios**

**Supervisor: Elton Bauer**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, April of 2012**

Estimating the compressive strength of the structures has been the subject of many research, due to increasingly instances of buildings that present non-compliance with specified in the project, the method most commonly used in performing these assessments is core testing, although it generates damage in the structure. Thus, the possibility arises to consider alternatives such as non-destructive testing when supported by correlation curves developed with materials used commercially in production de concrete. These testes provide speed of execution, immediate availability of results, lower costs and few damages on the tested structure. These factors allow performing a more comprehensive assessment.

This study aims to evaluate the compressive strength of concrete dosed with materials of the region through non-destructive testing methods as rebound hammer, ultrasonic pulse velocity method and pin penetration, besides evaluating the representativeness of the values obtained in cores of smaller diameters (75mm and 50mm). The tests mentioned were performed in the laboratory, to evaluate the variability of the test and propose correlation curves for concrete compressive strength of 30 MPa, 40MPa and 50 MPa. With the study in the concrete central was found that the non-destructive testing can be used to estimate the compressive strength, whenever a correlation curve obtained with the materials generally used, especially with lower strength that showed greater variability in the results.

*Key Words:* Compressive Strength, Non-destructive testing methods, Testing Core.



## SUMARIO

<b>1 -</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>1.1 -</b>	<b>IMPORTÂNCIA DO TEMA.....</b>	<b>2</b>
<b>1.2 -</b>	<b>OBJETIVOS .....</b>	<b>3</b>
1.2.1 -	Objetivo Geral .....	3
1.2.2 -	Objetivos Específicos .....	3
<b>1.3 -</b>	<b>ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....</b>	<b>3</b>
<b>2 -</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>5</b>
<b>2.1 -</b>	<b>ASPECTOS DO CONCRETO .....</b>	<b>5</b>
<b>2.2 -</b>	<b>RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO E FATORES INTERVINIENTES .....</b>	<b>7</b>
2.2.1 -	Parâmetros da mistura.....	9
2.2.2 -	Condições de cura.....	13
2.2.3 -	Parâmetros de ensaio que afetam o resultado da resistência à compressão ...	14
<b>2.3 -</b>	<b>RESISTENCIA POTENCIAL E EFETIVA.....</b>	<b>19</b>
<b>2.4 -</b>	<b>RESISTÊNCIA DO CONCRETO E SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS .....</b>	<b>22</b>
2.4.1 -	Definição semi-probabilística de resistência.....	23
<b>2.5 -</b>	<b>MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DO CONCRETO EM ESTRUTURAS ACABADAS .....</b>	<b>25</b>
2.5.1 -	Métodos de ensaios não destrutivos .....	26
2.5.1.1 -	Método de velocidade de onda ultrassônica .....	27
2.5.1.2 -	Método de dureza superficial (esclerometria).....	37
2.5.1.3 -	Método de resistência à penetração.....	44
2.5.2 -	Correlação entre a resistência à compressão e as grandezas medidas nos ensaios não destrutivos em estudo .....	53
2.5.3 -	Avaliação da resistência mediante extração de testemunhos .....	56
<b>3 -</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL .....</b>	<b>64</b>
<b>3.1 -</b>	<b>CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....</b>	<b>66</b>
3.1.1 -	Cimento e Escoria.....	67
3.1.2 -	Agregado Graúdo .....	67
3.1.3 -	Agregado Miúdo.....	68
3.1.4 -	Aditivo .....	70
<b>3.2 -</b>	<b>COMPOSIÇÃO DOS CONCRETOS ESTUDADOS.....</b>	<b>70</b>
<b>3.3 -</b>	<b>MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA .....</b>	<b>73</b>
<b>3.4 -</b>	<b>DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS A REALIZAR .....</b>	<b>74</b>

3.4.1 -	Ensaio de resistência à compressão .....	75
3.4.1.1 -	Procedimento adotado para obtenção do valor de resistência à compressão .....	76
3.4.2 -	Ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas .....	77
3.4.2.1 -	Procedimento adotado para obtenção de velocidade de onda ultrassônica.....	77
3.4.3 -	Ensaio do índice esclerométrico .....	78
3.4.3.1 -	Procedimento adotado para obtenção de índice esclerométrico .....	79
3.4.4 -	Ensaio de penetração de pinos.....	80
3.4.4.1 -	Procedimento adotado para obtenção de penetração de pino .....	80
3.4.5 -	Extração e rompimento de testemunhos .....	82
3.4.5.1 -	Procedimento adotado para obtenção da resistência à compressão de testemunhos .....	82
3.4.6 -	Ensaio complementar de absorção por imersão .....	84
<b>3.5 -</b>	<b>ESTUDO REALIZADO NA CENTRAL DE CONCRETO – TESTE DAS CORRELAÇÕES .....</b>	<b>85</b>
<b>4 -</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>87</b>
<b>4.1 -</b>	<b>ANÁLISE DOS RESULTADOS E SUA VARIABILIDADE .....</b>	<b>87</b>
4.1.1 -	Ensaio de resistência à compressão em cilindros ( $f_{cj}$ ) .....	87
4.1.2 -	Ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas .....	91
4.1.3 -	Ensaio de esclerometria nos cilindros.....	95
4.1.3.1 -	Ensaio de esclerometria nos prismas .....	97
4.1.3.2 -	Ensaio de esclerometria realizado com diferentes níveis de carregamento .....	100
4.1.4 -	Ensaio de penetração de pino .....	102
4.1.5 -	Extração e rompimento de testemunhos .....	107
<b>4.2 -</b>	<b>RELAÇÕES ENTRE AS GRANDEZAS MEDIDAS NOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....</b>	<b>112</b>
4.2.1 -	Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e a resistência à Compressão.....	112
4.2.2 -	Correlação entre índice esclerométrico e a resistência à compressão .....	114
4.2.3 -	Correlação entre penetração de pino e a resistência à compressão .....	115
4.2.4 -	Correlação entre Resistência à Compressão de corpos-de-prova moldados e extraídos	116

4.3 - APLICAÇÃO DO ENSAIO DE ESCLEROMETRÍA E PENETRAÇÃO DE PINO NA CENTRAL DE CONCRETO .....	117
5 - CONCLUSÕES .....	120
5.1 - QUANTO AOS MÉTODOS.....	120
5.2 - QUANTO ÀS CORRELAÇÕES.....	122
5.3 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	123
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	125
APÊNDICES.....	134
APÊNDICE A - RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO EM CILINDROS .....	135
APÊNDICE B - RESULTADOS DO ENSAIO DE ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO E PENETRAÇÃO DE PINO.....	139
APÊNDICE C - RESULTADOS DO ENSAIO DE VELOCIDADE DE ONDA ULTRASSÔNICA EM CILINDROS E PRISMAS .....	149
APÊNDICE D - TESTE DE NORMALIDADE DE ANDERSON-DARLING.....	155
APÊNDICE E - RESULTADOS DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE TESTEMUNHOS .....	159
APÊNDICE F - RESULTADOS DE ENSAIO DE ABSORÇÃO POR IMERSÃO.....	163

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1- Representação do comportamento tensão-deformação do concreto sobcompressão uniaxial (Glucklich 1968 apud Mehta e Monteiro, 2008) .....	7
Figura 2.2- Fatores que influenciam a resistência do concreto .....	9
Figura 2.3- Dependência entre a resistência e a relação a/c (NEVILLE, 1997).....	10
Figura 2.4- Influência da dosagem do cimento na resistência a compressão e flexão (COUTINHO e GONÇALVES, 1994). .....	11
Figura 2.5- Influência das condições de cura sobre a resistência (Concrete Manual, 8th Ed., US. Bureau of Reclamation, 1981 <i>apud</i> Mehta e Monteiro, 2008).....	14
Figura 2.6- Influência da relação altura/diâmetro sobre a resistência aparente de um cilindro (NEVILLE,1997). .....	15
Figura 2.7- (a) Ruptura com atrito da placa. (b) O mesmo que em (a) no caso de um cubo. (c) Ruptura em compressão por descoesão (COUTINHO e GONÇALVES,1994). .....	18
Figura 2.8- Provável distribuição dos esforços principais de tração que provocaram a ruptura num prisma sujeito à compressão e ao atrito no plano de contato com o sistema de aplicação de cargas (COUTINHO e GONÇALVES,1994). .....	18
Figura 2.9- Ruptura à compressão de concretos de baixa ou média resistência $f_{ck} \leq 40$ MPa (FUSCO, 2008).....	19
Figura 2.10- Distribuição de densidade de frequência relativa de resistência (PEREIRA, 2008). .....	20
Figura 2.11- Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto (HELENE e TERZIAN, 1993).....	21
Figura 2.12- Diversidade de fatores influentes demonstrando a aleatoriedade do processo (HELENE e TERZIAN , 1993). .....	22
Figura 2.13- Esquema do aparelho para medir velocidade de onda ultrassônica .....	28
Figura 2.14- Configuração de medições de velocidade da onda ultrassônica. (a) Direta (b) Semi-direta (c) Indireta (MALHOTRA, 2004). .....	29
Figura 2.15- Esquema para a determinação da profundidade de fissura.....	31
Figura 2.16- Influência de diferentes parâmetros na velocidade de onda ultrassônica (TANYIDIZI e COSKUN, 2008) .....	32
Figura 2.17- (a) Tendência da velocidade de onda com incremento no teor de água (RODRÍGUEZ E BONAL, 2002). (b) Evolução da velocidade de onda para concretos com diferentes relações água/cimento (LAWSON <i>et al.</i> , 2011).....	33
Figura 2.18- Influência do diâmetro máximo do agregado na velocidade de concretos com a/c=0,65 (MACHADO, 2005) .....	35
Figura 2.19- Tendência da velocidade com o tempo para diferentes corpos-de-prova submetidos a dois tipos de cura (CÂMARA, 2006). .....	36
Figura 2.20- Diagrama de operação do esclerômetro de reflexão (modificado ACI 228.1R-03, 2003).....	38

Figura 2.21- Influência do tipo de agregado graúdo na relação entre a resistência à compressão e o índice esclerométrico (NEVILLE, 1997). .....	41
Figura 2.22- Influência do tipo de agregado no índice esclerométrico de concretos com relações água/cimento de: (a) a/c=0,65 e (b) a/c=0,40 (EVANGELISTA, 2002).....	42
Figura 2.23- Influência da compactidade dos elementos no índice esclerométrico medido em três tipos de concretos (FERREIRA, 2011).....	43
Figura 2.24- (a) Equipamento utilizado na penetração de pino (b) Leitura do comprimento do pino cravado.....	45
Figura 2.25- Forma aproximada da zona danificada do concreto depois do ensaio .....	46
Figura 2.26- Variação da Penetração de pino devido ao tipo de pino e a carga utilizada obtidos por Machado A., (2005) (Modificado por Joffily, 2010).....	48
Figura 2.27- Fissuração superficial causada por cravações sucessivas .....	48
Figura 2.28- (a) Penetração de pino realizada com potência alta. (b) Penetração de pino realizada com potência baixa (JOFFILY, 2010).....	49
Figura 2.29- Resistência à compressão em função do comprimento exposto do pino (PUNCINOTTI, 2009). .....	50
Figura 2.30- Gráfico de correlação resistência e penetração de pino separados por tipo de agregado e teor de argamassa (JOFFILY, 2010).....	51
Figura 2.31- Influência do diâmetro máximo do agregado no valor de penetração nos concretos com relações água/cimento de (a) a/c=0,65 e (b) a/c=0,40 .....	51
Figura 2.32- Influência da umidade no ensaio de penetração de pino, (CÂMARA, 2006). 52	
Figura 2.33- Curva de correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e penetração de pino ( $L_p$ ) (MACHADO, 2005).....	54
Figura 2.34- (a) Procedimento de extração de testemunhos. (b) Testemunhos extraídos ...	57
Figura 2.35- Correlação de resistência entre corpos-de- prova padrão e testemunhos de (a) 50 mm de diâmetro (b) 75 mm de diâmetro (PUL <i>et al.</i> , 2011).....	59
Figura 2.36- Tendência da resistência à compressão dos testemunhos com diferentes relações h/d. ....	61
Figura 3.1- Diagrama das etapas do programa experimental realizado no laboratório .....	65
Figura 3.2- Diagrama das etapas do programa experimental realizado na central de concreto .....	66
Figura 3.3 - Diagrama de dosagem obtido do estudo no laboratório.....	72
Figura 3.4- Composição em volume e parâmetros – traços padrões. ....	73
Figura 3.5- Corpos-de-prova utilizados para a realização dos diferentes ensaios:.....	74
Figura 3.6- Rotina do ensaio de resistência à compressão de cilindros utilizando almofada de neoprene confinada.....	76
Figura 3.7- Rotina do ensaio de velocidade de onda ultrassônica. ....	78
Figura 3.8- Rotina do ensaio de índice esclerométrico em cilindros e prismas. ....	79
Figura 3.9- Rotina do ensaio de penetração de pino em prismas. ....	81

Figura 3.10- Rotina do ensaio de extração e rompimento de testemunhos.....	83
Figura 3.11- Rotina do ensaio de absorção por imersão. ....	84
Figura 3.12- Rotina de coleta de amostras e moldagem de corpos-de-prova na central de concreto .....	86
Figura 4.1- Histograma dos valores de resistências à compressão na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50. ....	88
Figura 4.2- Modelo de evolução e previsão da resistência à compressão com a idade: séries T-30, T-40 e T-50. ....	89
Figura 4.3- Resistência média à compressão em função da relação água/aglomerante e das idades de 7 e 28 dias para as séries T-30, T-40 e T-50. ....	90
Figura 4.4- Histograma dos valores de velocidade de onda ultrassônica na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50 .....	92
Figura 4.5- Comparação de velocidade de onda ultrassônica entre cilindros e prismas.....	93
Figura 4.6- Parâmetros de mistura relacionados com velocidade de onda ultrassônica. ....	95
Figura 4.7- Histograma dos valores de índice esclerométrico na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50. ....	96
Figura 4.8- Coeficientes de variação obtidos no ensaio de índice esclerométrico médio em cilindros aos 7 e 28 dias das séries T-30, T-40 e T-50.....	97
Figura 4.9- Resultado de índice esclerométrico por face (prismas) para as três séries. ....	98
Figura 4.10 - Histograma dos valores de índice esclerométrico em prismas e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50. ....	100
Figura 4.11- Parâmetros de mistura relacionados com índice esclerométrico. ....	102
Figura 4.12 - Histograma dos valores de penetração de pino na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50. ....	104
Figura 4.13- Resultado de índice esclerométrico por face para as três séries. ....	105
Figura 4.14- Parâmetros de mistura relacionados com penetração de pino. ....	106
Figura 4.15- Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes às diferentes séries de concreto. ....	108
Figura 4.16- Coeficientes de variação dos corpos-de-prova moldados (M) e testemunhos (E) referentes às séries T-30, T-40 e T-50 para idade de 28 dias. ....	109
Figura 4.17- Massa específica obtida em corpos-de-prova moldados (M) e extraídos (E) para as diferentes séries de concreto. ....	111
Figura 4.18- Correlação entre massa específica e resistência à compressão corpos-de-prova moldados e extraídos.....	111
Figura 4.19- Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão de cilindros aos 28 dias. ....	113
Figura 4.20- Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão de cilindros. ....	115
Figura 4.21- Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão de cilindros. ....	116

Figura 4.22- Correlação entre resistências médias dos corpos-de-prova moldados e resistência média de corpos-de-prova extraídos .....	117
Figura D.1 -Gráfico de probabilidade normal dos resultados de resistência à compressão das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50.....	155
Figura D.2 Gráfico de probabilidade normal dos resultados de índice esclerométrico das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50. ....	156
Figura D.3 -Gráfico de probabilidade normal dos resultados de velocidade de onda das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50.....	157
Figura D.4- Gráfico de probabilidade normal dos resultados de penetração de pino das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50.....	158

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1- Valores de coeficientes $\gamma_c$ e $\gamma_s$ (NBR 6118:2007, item 12.4.1). .....	24
Tabela 2.2- Índices de qualidade estabelecidos para o concreto .....	30
Tabela 2.3- Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e velocidade de onda ( $V$ ). .....	55
Tabela 2.4- Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e índice esclerométrico (IE). .....	55
Tabela 2.5- Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e penetração de pino ( $L_p$ ). .....	56
Tabela 2.6- Fatores de correção devido à relação altura / diâmetro .....	60
Tabela 3.1- Análise físico-química do cimento CPV ARI e escoria de alto-forno .....	67
Tabela 3.2- Granulometria, índice de forma, material pulverulento e massa específica dos agregados graúdos. ....	68
Tabela 3.3- Composição granulométrica, material pulverulento e massa específica dos agregados miúdos. ....	69
Tabela 3.4- Propriedades do Aditivo. ....	70
Tabela 3.5- Traços e parâmetros de mistura empregados no estudo. ....	71
Tabela 3.6- Dureza e número de usos do neoprene (modificado ASTM1231:2000). ....	75
Tabela 3.7- Traços e consumo de materiais utilizados em massa/m <sup>3</sup> de concreto. ....	85
Tabela 4.1- Resultados de resistência à compressão, desvio padrão e coeficiente de variação para as séries T-30, T-40 e T-50. ....	88
Tabela 4.2- Resultados de velocidade de onda ultrassônica nos corpos-de-prova, desvio padrão e coeficiente de variação para as séries T-30, T-40 e T-50. ....	91
Tabela 4.3- Resultados de Velocidade de onda ultrassônica em prismas aos 28 dias para as séries T30, T-40 e T-50. ....	93
Tabela 4.4- Resultados de índice esclerométrico obtido em cilindros para as séries .....	95
Tabela 4.5- Resultados de índice esclerométrico em prismas aos 28 dias. ....	98
Tabela 4.6- Resultados de índice esclerométrico obtido em cilindros para carregamento de 30% e 50% da carga aproximada de ruptura .....	101
Tabela 4.7- Resultados de penetração de pino para as séries T-30, T-40 e T-50. ....	103
Tabela 4.8- Parâmetros estatísticos básicos dos resultados de resistência à compressão para os diferentes corpos-de-prova moldados (M) e extraídos (E). ....	107
Tabela 4.9- Resumo de valores médios de resistência à compressão e massa específica de e corpos-de-prova Moldados (M) e Extraídos (E). ....	110
Tabela 4.10- Coeficientes de determinação ( $r^2$ ) das regressões testadas para correlações entre velocidade de onda ultrassônica ( $V$ ) e resistência à compressão ( $f_c$ ). ....	112
Tabela 4.11- Coeficientes de determinação ( $r^2$ ) das regressões testadas para correlações entre índice esclerométrico (IE) e resistência à compressão ( $f_c$ ). ....	114



Tabela 4.12- Coeficientes de determinação ( $r^2$ ) das regressões testadas para correlações entre penetração de pino ( $L_p$ ) e resistência à compressão ( $f_c$ ).....	115
Tabela 4.13- Resultado de índice esclerométrico obtido nos prismas moldados na central e o valor estimado de resistência à compressão pela equação proposta. ....	118
Tabela 4.14- Resultado de penetração de pino obtido nos prismas moldados na central e o valor estimado de resistência á compressão pela equação proposta. ....	118
Tabela A.1 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 7 dias série T-30. ....	136
Tabela A.2 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 28 dias série T-30. ....	136
Tabela A.3 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 7 dias série T-40. ....	137
Tabela A.4 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 28 dias série T-40. ....	137
Tabela A.5 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 7 dias série T-50. ....	138
• Tabela A.6 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 28 dias série T-50.....	138
Tabela B.1 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino- prisma 1 série T-30.....	140
Tabela B.2 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino- prisma 2 série T-30.....	141
Tabela B.3 - Resultados de índice esclerométrico - prisma 3 série T-30.....	142
Tabela B.4 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino- prisma 1 série T-40.....	143
Tabela B.5 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino- prisma 2 série T-40.....	144
Tabela B.6 - Resultados de índice esclerométrico - prisma 3 série T-40.....	145
Tabela B.7 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino prisma 1 série T-50. ....	146
Tabela B.8 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino- prisma 2 série T-50.....	147
Tabela B.9 - Resultados de índice esclerométrico - prisma 3 série T-50.....	148
Tabela C.1 - Resultados de velocidade de onda ultrassônica na idade de 7 dias - cilindros série T-30.....	150
Tabela E.1- Resultados de resistência à compressão em testemunhos Série T-30.....	160
Tabela E.2- Resultados de resistência à compressão em testemunhos Série T-40.....	161
Tabela E.3- Resultados de resistência à compressão em testemunhos Série T-50.....	162
Tabela F.1- Resultados do ensaio de absorção por imersão das Série T-30, T-40 e T-50.	163

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
BS	Normas Britanicas – “British Standards”
CP	Corpo-de-prova
CP I	Cimento Portland comum
CP II	Cimento Portland composto
CP III	Cimento Portland de Alto Forno
CP IV	Cimento Portland Pozolânico
CP V – ARI	Cimento Portland DE Alta Resistência Inicial
CP RS	Cimento Portland Resistente à Sulfatos
NBR	Norma Brasileira Registrada no INMETRO
NM	Norma Mercosul
UnB	Universidade de Brasília

## LISTA DE SÍMBOLOS

a/c	relação água/aglomerante
cm	centímetros
CV	coeficiente de variação
D <sub>máx</sub>	dimensão máxima do agregado
DP	desvio padrão
Ed	módulo de elasticidade dinâmico
f <sub>cj</sub>	resistência média à compressão na idade de j dias
f <sub>ck</sub>	resistência característica à compressão
f <sub>ckest</sub>	valor estimado da resistência característica à compressão
g	grama
IE	índice esclerométrico
kg	quilograma
khz	quilohertz
L <sub>p</sub>	comprimento de penetração de pino
m	metros
mm	milímetro
MPa	mega pascal
ρ	massa específica
s	segundos
sd	desvio padrão
μs	micro-segundos
V	velocidade de onda ultrassônica
ν	coeficiente de Poisson dinâmico

## 1 - INTRODUÇÃO

A necessidade de avaliar a resistência à compressão do concreto surge por ser o principal parâmetro que permite avaliar a conformidade e comprovar que o concreto usado durante a execução da estrutura atende as exigências estabelecidas no projeto, considerando além que sua magnitude é influenciada por muitos fatores como transporte, lançamento, adensamento e cura.

Sendo a resistência à compressão uma propriedade do concreto que melhor o qualifica mecanicamente, permite detectar modificações na uniformidade, proporcionamento e natureza dos materiais por meio de sua variação. No controle tecnológico do concreto são utilizados corpos-de-prova normalizados moldados durante a execução da obra. Estes corpos-de-prova curados, adensados e ensaiados de acordo com as especificações das normas, fornecem a resistência potencial do concreto e diferem da resistência do concreto na estrutura devido a que o material tem sido submetido a outras condições de transporte, lançamento cura e adensamento.

Na avaliação da resistência *in loco*, existem diversos métodos que permitem avaliar estruturas de concreto. Dentre eles os ensaios não destrutivos, sendo os mais utilizados a velocidade de onda ultrassônica, esclerometria e penetração de pino (ainda não normatizado no Brasil).

Em termos dos requisitos gerais de qualidade da estrutura e determinação da conformidade da resistência que envolve indiretamente a questão de segurança e durabilidade das estruturas, a avaliação da resistência à compressão por meio destes ensaios torna-se uma ferramenta importante a ser considerada. A norma NBR 6118:2007 considera a necessidade de estimar a resistência por meio da extração e ensaio de testemunhos quando apresentar-se não conformidade no controle tecnológico para verificação da estrutura, visando sua aceitação.

## 1.1 - IMPORTÂNCIA DO TEMA

Avaliar a resistência à compressão do concreto na estrutura é uma das principais linhas de pesquisa de interesse de muitos pesquisadores entre eles Peterson, (1971); Cremonini e Helene, (1994); Tay e Tam, (1995); Bungey e Soutsos, (2001); Pinto *et al* (2004); Pucinotti,(2009); Aydın e Saribiyik (2010); Helene, (2011) e Grupo de Pesquisas em Ensaios Não Destrutivos (GPEND) do Instituto de Salvador de Bahia.

Durante as etapas de controle tecnológico pode-se determinar a resistência potencial do material obtida no ensaio de corpos-de-prova que têm sido moldados durante a concretagem, considerando condições ideais. No entanto, quando ocorre não conformidade da resistência outras alternativas se consideram viáveis, como o uso de ensaios não destrutivos que permitem estimar indiretamente a resistência por meio de curvas de correlação.

A extração e rompimento de testemunhos especificado pela norma brasileira NBR 6118:2007 *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento* é o ensaio mais utilizado para avaliar a resistência à compressão na estrutura quando há necessidade de avaliação da não conformidade. No entanto o uso indiscriminado deste ensaio pode gerar danos consideráveis dependendo do diâmetro do testemunho extraído e da peça estrutural onde seja realizada a extração. Assim o uso de testemunhos de pequeno diâmetro se apresenta como alternativa viável neste procedimento.

O emprego de ensaios não destrutivos foi escolhido como tema deste trabalho devido à possibilidade de seu emprego na determinação indireta da resistência á compressão *in loco* acompanhados de testemunhos, usando curvas de correlação com materiais da região, dando continuidade às pesquisas sobre caracterização de concretos e avaliação de resistência realizadas por Evangelista (2002), Machado, (2005), Pinto *et al* (2004), Castro (2009), Joffily (2010).

Este trabalho encontra-se inserido na linha de pesquisa Sistemas Construtivos e Desempenho de Materiais do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília.

## **1.2 - OBJETIVOS**

### **1.2.1 - Objetivo Geral**

Este trabalho tem como objetivo geral contribuir para uma melhor aferição das técnicas não destrutivas e extração de testemunhos na previsão da resistência à compressão do concreto; bem como verificar dispersões que podem afetar o resultado dos ensaios.

### **1.2.2 - Objetivos Específicos**

Diante do que foi descrito, nesta pesquisa foram empregados a velocidade de onda ultrassônica, esclerometria, penetração de pino e extração e rompimento de testemunho de menores diâmetros na determinação da resistência à compressão, assim os objetivos específicos desta pesquisa são apresentados em sequencia:

- Desenvolvimento, aperfeiçoamento e análises de variabilidade dos ensaios não destrutivos para avaliação da resistência à compressão do concreto, para concretos C30, C40 e C50.
- Obter curvas de correlação específicas com materiais usados na região, utilizando para tal, concretos com composições semelhantes às utilizadas comercialmente.
- Testar as curvas de correlação obtidas por meio de ensaios em laboratório, utilizando concretos fornecidos por uma central de concreto.
- Avaliação da resistência à compressão por meio de extração de testemunhos de 75 mm e 50 mm de diâmetro e verificar sua influência sobre valor médio das resistências e representatividade.

## **1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO**

A dissertação encontra-se estruturada em cinco capítulos, sendo este o primeiro deles, que contempla a introdução, além de apresentar a importância do tema e os objetivos da pesquisa.

O segundo capítulo apresenta uma revisão da bibliografia com relação aos temas de resistência e tecnologia do concreto, ensaios não destrutivos e destrutivos. No terceiro capítulo, descreve-se o programa experimental desenvolvido, além da caracterização dos materiais e metodologias utilizadas para realização dos ensaios.

Os resultados e discussão são apresentados no capítulo quatro. Neste são encontrados os dados e análises realizadas para os resultados dos ensaios de resistência à compressão, velocidade de onda ultrassônica, esclerometria, penetração de pino e extração e rompimento de testemunhos.

No quinto e último capítulo são apontadas as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras. Finalmente serão apresentada a Bibliografia e Anexos.

## **2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 - ASPECTOS DO CONCRETO**

O concreto é um dos materiais mais utilizados no mundo devido a suas diversas características entre elas economia, durabilidade e resistência. Considerado como um material compósito constituído essencialmente por três fases, uma matriz de pasta de cimento, outra de agregados e a zona de transição entre matriz e agregado. É frequente que ao concreto se adicionem diversos aditivos para modificar suas características em estado fresco ou endurecido.

Uma das características mais importantes do concreto no estado fresco é a trabalhabilidade que determina o esforço necessário para a realização das operações de lançamento, adensamento e acabamento do concreto com perda mínima de homogeneidade que está influenciada pelo consumo de água, consumo de cimento, características dos agregados aditivos e adições.

Duas das propriedades que definem a trabalhabilidade são a consistência e a coesão. A primeira indica a capacidade do concreto de resistir deformações sob a ação da sua própria massa e é medida através do ensaio de abatimento de tronco de cone, e coesão que indica a capacidade de retenção de água e retenção dos agregados graúdos na pasta sendo uma propriedade medida qualitativamente.

Guimarães (2005) define a segregação como a perda de uniformidade da distribuição dos componentes do concreto fresco, principalmente nas etapas de transporte, lançamento e adensamento. Pode-se identificar duas formas de segregação: uma é a tendência de os agregados maiores sedimentar mais do que as partículas menores, outra é a tendência da pasta do concreto se separar dos agregados . A primeira é uma característica das misturas pobres e muito secas (pode-se evitar a segregação adicionando-se água). No caso de uma adição excessiva de água pode ocorrer a segunda forma de segregação.



A exsudação é a separação de parte da água de mistura do concreto, a qual tende a subir para a superfície do concreto recém-adensado. Parte dessa água acumula-se na parte inferior dos agregados graúdos e das barras de aço, prejudicando a aderência e resistência final do concreto.

O concreto, no seu estado endurecido pode estar submetido a esforços de compressão, tração ou cisalhamento. A resistência à tração é da ordem de 10%, da resistência à compressão. Sob tração, basta uma energia relativamente baixa para o início e o desenvolvimento de fissuras na matriz. A progressão rápida e a interligação do sistema de fissuração, que consiste em fissuras pré-existentes na zona de transição e novas fissuras formadas na matriz, contribuem para a ruptura frágil (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Ao contrario do agregado e de algumas pastas de cimento, o concreto não é um material elástico. A deformação resultante da ação de uma carga instantânea em um corpo-de-prova de concreto mostra não ser diretamente proporcional à tensão aplicada, nem é totalmente recuperado no descarregamento.

O concreto, quando submetido ao ensaio de compressão pode ter seu comportamento diferenciado em quatro níveis de solitação, definidos em porcentagem da resistência máxima como apresentado na Figura 2.1.

No primeiro estágio, para níveis próximos de 30 % da carga última as fissuras da zona de transição (agregado-pasta) permanecem estáveis; posteriormente acima de 30%, com tensão crescente as microfissuras aumentam em comprimento, abertura e quantidade. No entanto até cerca de 50% da tensão última (estágio 2) ainda a fissuração da matriz é insignificante; já no nível cerca de 75 % da carga última o sistema de fissuração na zona de transição fica instável e ocorre um aumento do número de fissuras na matriz. A curva tensão-deformação inclina consideravelmente para a horizontal (estágio 3). Entre 75% e 80% da carga última (estágio 4), a taxa de liberação de energia de deformação alcança um nível crítico, resultando um crescimento espontâneo das fissuras sob tensão constante e o material se deforma até a ruptura (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

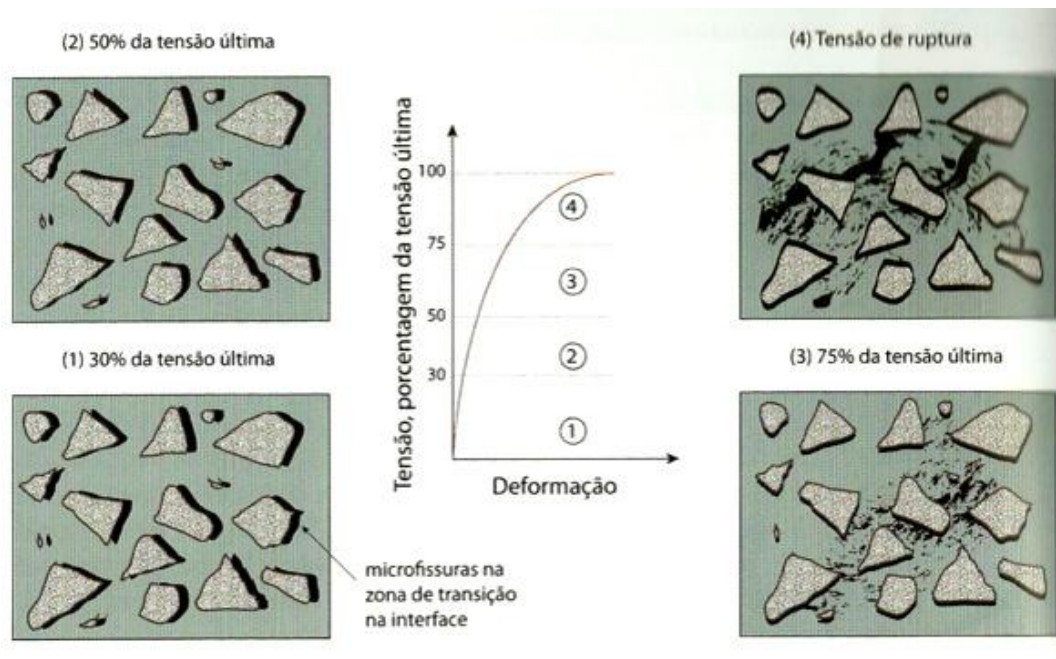


Figura 2.1- Representação do comportamento tensão-deformação do concreto sobcompressão uniaxial (Glucklich 1968 apud Mehta e Monteiro, 2008)

## 2.2 - RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO E FATORES INTERVINIENTES

De acordo com Ozyildirim e Carino, (2006) a resistência de compressão axial é considerada a propriedade mais importante do concreto principalmente por três razões: porque é um indicador direto da sua capacidade para resistir esforços em estruturas como foi anteriormente mencionado sejam eles de tração, cisalhamento, compressão ou combinações destes. Em segundo lugar os ensaios de resistência à compressão são relativamente fáceis de realizar. Em quanto a que o ensaio é realizado em corpos-de-prova padronizados. Também são padronizados a moldagem, o tempo em que os corpos-de-prova ficam nas fôrmas, tempo e tipo de cura depois de desmoldados e velocidade de carregamento. Finalmente, podem ser desenvolvidas correlações com outras propriedades cujos ensaios resultam mais complicados de ser realizados.

Qualquer modificação na uniformidade, natureza e proporcionamento dos materiais poderá ser indicada por uma variação na resistência, assim a resistência à compressão é uma propriedade muito sensível, capaz de indicar com prestezas as variações de qualidade de um concreto.

Por meio do ensaio de resistência à compressão axial pode-se realizar o controle tecnológico do concreto devido à facilidade de execução do ensaio aliado das múltiplas informações que fornece.

*“É imprescindível que o controle tecnológico dos materiais e serviços esteja contido em um controle mais amplo, que permita alcançar o objetivo de realizar uma obra segura e econômica”* (PEREIRA, 2008). Segundo Helene e Terzian, (1993) o objetivo do controle da resistência à compressão do concreto é a obtenção de um valor potencial, único e característico da resistência à compressão de certo volume de concreto, a fim de comparar esse valor com aquele que foi especificado no projeto estrutural ( $f_{cke}$ ), conseqüentemente, tomado como referencia para o dimensionamento da estrutura.

Segundo a NBR 8953:2009 o concreto é classificado em dois grupos de resistência à compressão. Nos grupos os concretos com massa específica compreendida entre 2.000Kg/m<sup>3</sup> e 2.800Kg/m<sup>3</sup> são designado pela letra C seguida de um número que representa a resistência característica ( $f_{ck}$ ), definidos como:

- **Grupo I:** C20, C25, C30, C35, C40, C45 e C50.
- **Grupo II:** C55, C60, C70, C80, C100

Os concretos do grupo I apresentam resistências de 10 MPa até 50 MPa e os concretos do grupo II apresentam resistências de 55 MPa até 80 MPa

Muitos são os fatores que influenciam a resistência mecânica do concreto. Entre eles resistências das fases componentes, parâmetros do corpo-de-prova e parâmetros de carregamento, como observado na Figura 2.2, as quais serão abordadas a seguir.

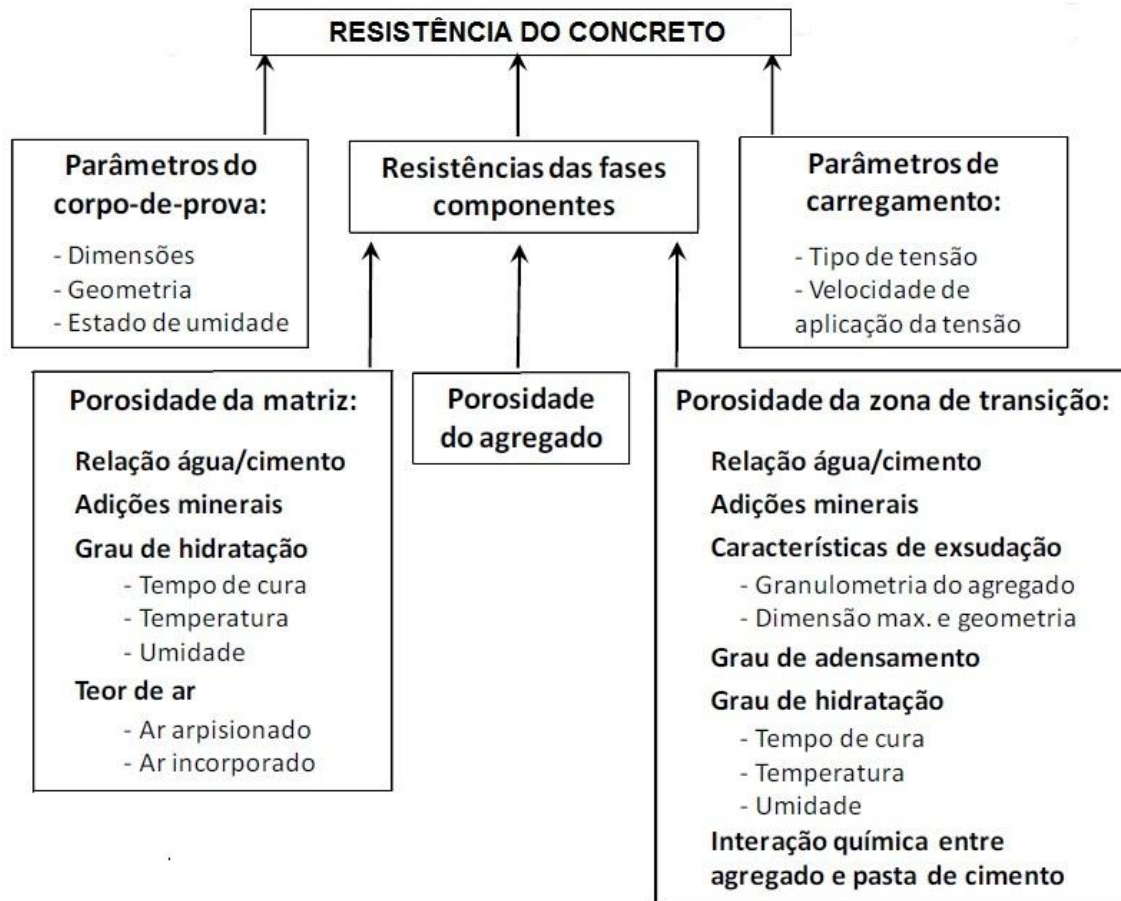


Figura 2.2- Fatores que influenciam a resistência do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A resistência do concreto é resultado de interações complexas entre vários fatores que podem ser divididos em três categorias: parâmetros da mistura, condições de cura e parâmetros de ensaio.

### 2.2.1 - Parâmetros da mistura

A relação água/cimento é o parâmetro que mais influencia a resistência do concreto. Em 1919, Duff Abrams estabeleceu uma relação (lei de Abrams) segundo a qual a resistência de um concreto plenamente adensado é inversamente proporcional à relação água/cimento expressado na Equação 2.1.

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{a/c}} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde,

$f_c$ : resistência à compressão em MPa

a/c : relação água/ cimento

$K_1$  e  $K_2$  : constantes que dependem dos materiais e idade do concreto

Na Figura 2.3, é mostrada a forma geral da curva que representa a dependência entre a resistência á compressão e a relação água/cimento.

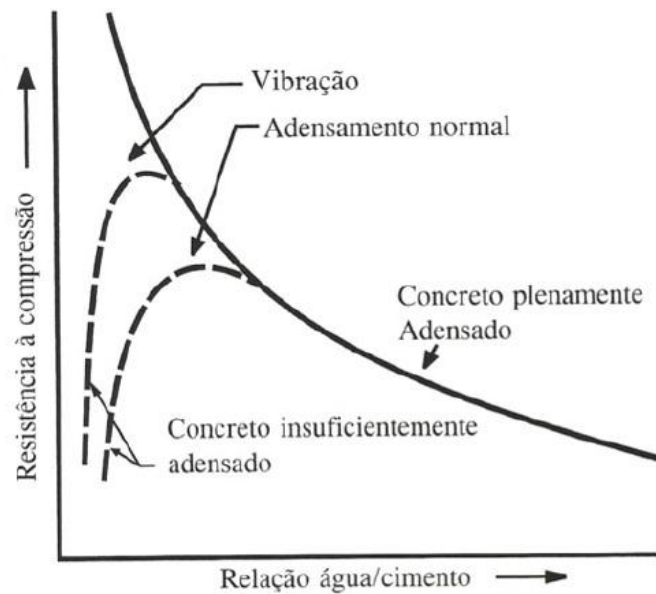


Figura 2.3- Dependência entre a resistência e a relação a/c (NEVILLE, 1997).

Vale ressaltar que, em concretos de baixas e médias resistências dosadas com uso de agregado comum, é válida a relação proposta por Abrams. No caso dos concretos de alta resistência, essa relação não se comprova em sua totalidade, uma vez que a resistência pode ser desproporcionalmente elevada para pequenas reduções na relação água/cimento (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Tanto a relação água/cimento quanto o grau de hidratação do cimento determinam a porosidade da pasta de cimento endurecida. Sob condições padrões de cura, o cimento Portland CP V- ARI (alta resistência inicial) hidrata-se mais rapidamente que cimento CP I (comum). Devido a maior finura e a maior teor de C3S em seu clínter.

De acordo com Mehta e Monteiro (2008), o cimento utilizado pode influenciar no aumento de resistência, assim como na velocidade das reações químicas envolvidas no processo de hidratação. O CP III (com escória), que é mais fino hidrata mais rapidamente do que outros tipos, assim nas primeiras idades (1,3 e 7 dias) e a uma dada relação água/cimento o concreto terá uma porosidade mais baixa, e de modo correspondente uma resistência mais alta. Por outro lado em comparação aos cimentos CPI, CPII e CPIII, as taxas de hidratação e desenvolvimento da resistência com cimentos CPIV e CPV são mais lentos até 28 dias, depois dessa idade o grau de hidratação é semelhante.

Coutinho e Gonçalves (1994), estabelecem que o conteúdo de cimento influi do modo indicado na Figura 2.4. Pode-se dizer que para dosagens compreendidas entre 200 Kg/m<sup>3</sup> e 400 Kg/m<sup>3</sup>, a resistência do concreto, por cada 50Kg/m<sup>3</sup> de aumento da dosagem de cimento sobem, em medida, de 20% na compressão e de 10% na flexão. Estes crescimentos pressupõem, que a natureza do cimento, a trabalhabilidade e as condições de cura se mantêm constantes. Assim, ao aumentar consumo de cimento e mantendo o consumo de água diminuirá a relação água/cimento. Também ocorrerá maior quantidade de hidratos formados em função do maior consumo de cimento.

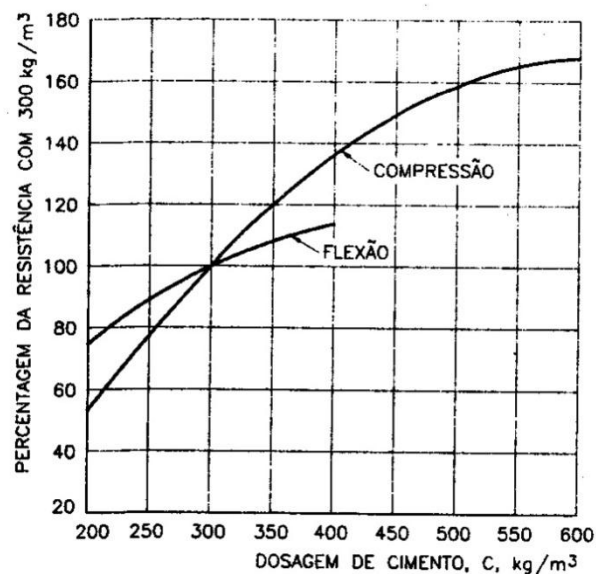


Figura 2.4- Influência da dosagem do cimento na resistência a compressão e flexão (COUTINHO e GONÇALVES, 1994).

Com relação aos agregados utilizados no concreto, Mehta e Monteiro (2008), concluem que a resistência do agregado normalmente não é um fator determinante na resistência do concreto porque à exceção dos agregados leves, a partícula do agregado é, varias vezes, mais resistente que a matriz e a zona de transição.

Segundo Jacintho e Giongo (2005), concretos com partículas de agregados graúdos maiores, para o mesmo teor de cimento e mesma consistência, requerem menos água de amassamento do que concretos com partículas menores. Contudo, partículas grandes tendem a formar zonas de transição mais fracas, contendo mais microfissuras. O efeito resultante variará com a relação água/cimento do concreto e a tensão aplicada.

Neto (2005) cita que distribuição granulométrica do agregado graúdo, mantendo constante a dimensão máxima e a relação água/cimento, quando alterada, pode influenciar a resistência do concreto devido à alteração da consistência e da exsudação da mistura. Assim, deve-se buscar uma distribuição granulométrica equilibrada que resultará em concretos mais trabalháveis e econômicos, além de proporcionar uma estrutura interna do concreto mais fechada, com menos vazios, e uma maior dificuldade de penetração dos agentes agressivos.

A textura do agregado pode afetar principalmente a resistência do concreto a flexão nas primeiras idades. Uma textura mais áspera propicia uma melhor aderência física entre a pasta de cimento e o agregado. Porém, em idades mais avançadas, esse efeito pode não ser tão importante (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

Por outra parte, o uso de aditivos permite modificar propriedades do concreto, para que possa responder as necessidades exigidas pelos usuários, bem como fabricar concretos mais duráveis e aumentar o rendimento da produção.

Os aditivos geralmente, usados no concreto permitem melhorar a trabalhabilidade, os tempos de pega, a densidade, a resistência mecânica o acabamento e especialmente sua durabilidade, entre outras como diminuir o custo do concreto (considerando todo o conjunto de operações de produção e colocação em obra), por aumentar rendimento, por facilitar a colocação em obra e por permitir a retirada de formas em períodos mais curtos de tempo (MARTIN, 2005).

Os aditivos redutores de água, geralmente têm influência positiva nas taxas de hidratação do cimento e desenvolvimento de resistências iniciais, para uma dada relação água/cimento. Entretanto, consumos acima do recomendado pelo fabricante resultam em retardo de pega e resistências iniciais muito baixas.

Os aditivos retardadores ou aceleradores têm maior influência no ganho da taxa de resistência, porém as resistências finais podem ser afetadas; ainda, a utilização de adições pozolânicas apresenta um efeito retardador sobre as resistências iniciais, porém a reação da adição mineral com o hidróxido de cálcio produzindo silicato de cálcio leva a uma redução da porosidade da matriz e da zona de transição. Como consequência, obtêm-se um concreto mais impermeável e melhor resistência final (RIXOM e MAILVAGANAN, 1999).

### **2.2.2 - Condições de cura**

O processo de cura úmida deve ser realizado para evitar a perda precoce da água nas idades iniciais da mistura, que possa gerar microfissuras levando como consequência a uma queda na sua resistência.

A presença de água nos poros do cimento hidratado é uma condição para a sua hidratação contínua e, por tanto, para o aumento da tensão de ruptura. Devido ao fenômeno da condensação capilar, a quantidade de água livre no interior do concreto é função da umidade relativa do ar. Por isso, a progressão da resistência é diferente conforme a conservação seja feita na água ou no ar com diversas umidades relativas (COUTINHO e GONÇALVES, 1994)

Nos concretos elaborados com cimentos mais finos e cimentos com diversificadas adições minerais (escória de alto-forno, materiais pozolânicos, cinzas volantes, microssílica) este processo é ainda mais importante devido a que em geral, entre 50 e 70 % da retração total do concreto ocorre nos 7 primeiros dias. (THOMAZ, 2005).



Na Figura 2.5 se apresenta a influência da cura sobre a resistência do concreto. Pode-se observar a evolução da resistência à compressão em função do grau de hidratação para diferentes tipos de curas. Assim se evidenciam maiores resistências no concreto submetido à cura contínua que no concreto curado ao ar.

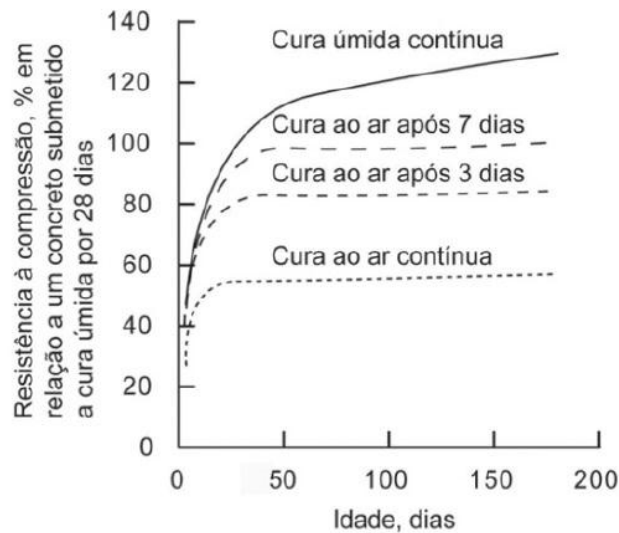


Figura 2.5- Influência das condições de cura sobre a resistência (Concrete Manual, 8th Ed., US. Bureau of Reclamation, 1981 *apud* Mehta e Monteiro, 2008).

### 2.2.3 - Parâmetros de ensaio que afetam o resultado da resistência à compressão

Dentro destes parâmetros é considerado geometria, condições de moldagem, condição de topos, umidade do corpo-de-prova, além das condições de aplicação de carga (influência das máquinas de ensaios) e velocidade de carregamento.

Alguns fatores dificultam o estabelecimento de uma relação numérica precisa com relação às dimensões dos corpos-de-prova para a mensuração da resistência. Um fator é o aumento significativo do atrito existente entre o prato da prensa e o corpo-de-prova, com o acréscimo nas dimensões do mesmo (COUTINHO e GONÇALVES, 1994). A NBR 5739: 2007 estabelece que o ensaio de resistência à compressão seja realizado em corpos-de-prova que atendam relação altura/diâmetro nunca maior do que 2,02 e em caso de esta relação ser menor de que 1,94 efetuar a devidas correções disposta na citada norma.

Quanto maior esta relação, menor será a resistência do corpo-de-prova conforme mostrado na Figura 2.6.

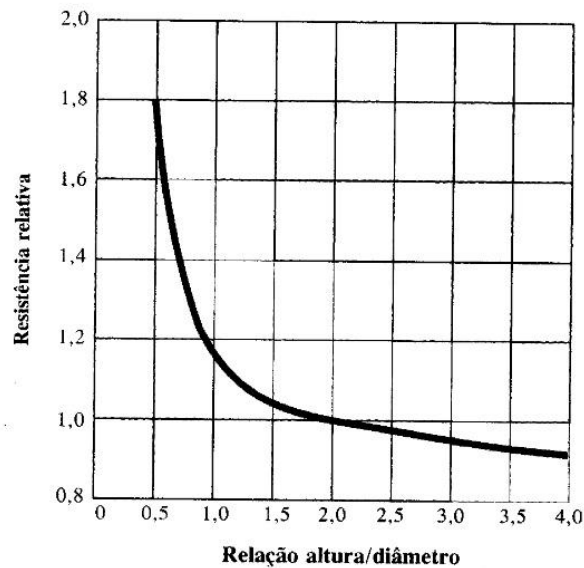


Figura 2.6- Influência da relação altura/diâmetro sobre a resistência aparente de um cilindro (NEVILLE,1997).

Outro ponto é a necessidade de um equipamento que permita controlar os níveis de carga sem influenciar na dinâmica do rompimento, pois os níveis de carga podem se elevar a níveis nos quais não se pode garantir a indeformabilidade da prensa (COUTINHO e GONÇALVES, 1994).

No referente à condição dos topos a NBR 5738: 2003 faz referencia a preparação das bases do corpo-de-prova antes da realização do ensaio como imprescindível, visando tornar as superfícies planas e perpendiculares ao eixo longitudinal deste. Assim a superfície dos topos pode ser regularizada com pasta de cimento, retificação ou capeamento.

O capeamento consiste no revestimento dos topos dos corpos-de-prova com um material apropriado, com as seguintes características:

- Aderência ao corpo-de-prova;
- Compatibilidade química com o concreto;
- Fluidez, no momento de sua aplicação;

- Acabamento liso e plano após endurecimento;
- Resistência à compressão compatível com os valores normalmente obtidos em concreto.

O capeamento com enxofre vem sendo substituído ao longo do tempo devido ao risco de inalação do gás dióxido de enxofre (SO<sub>2</sub>) que é formado como produto da combustão é altamente tóxico e irritante para as mucosas das vias respiratórias. Assim outras alternativas vêm sendo utilizadas, como as almofadas de neoprene, classificado como capeamento não colado, que podem ser usadas confinadas ou não confinadas.

Ainda que o capeamento com almofada de neoprene não seja especificado na norma brasileira, é o método mais usado e existem diversas pesquisas que permitem demonstrar a compatibilidade com os tradicionais. A norma americana ASTM 1231/C 1231M (2000) – *Standard Practice for Use of Unbonded Caps in the Determination of Compressive Strength of Hardened Concrete Cylinders*, prevê as limitações quanto a carga aplicada, espessura, procedimentos e número de reutilizações de cada almofada.

A condição de carregamento tem uma influencia significativa na resistência, assim quanto mais lentamente aumenta a tensão aplicada tanto menor será a resistência, pelo menos dentro do intervalo do tempo que se considera nos ensaios correntes do concreto. Este resultado, que é uma propriedade geral dos materiais, deve-se ao aumento da deformação com o tempo, provocado pela fluência.

Jones e Richart (*apud* Mehta e Monteiro, 2008 pp 59), porém concluíram que o efeito da velocidade de carregamento sobre resistência comparando os dados do ensaio da ASTM C 469, que requer uma velocidade de carregamento de 0,25 MPa/s para compressão axial, a velocidade de carregamento de 0,007MPa/s reduz a resistência indicada dos corpos-de-prova em cerca de 12%. Por outro lado uma velocidade de carregamento 6,9 MPa/s aumenta a resistência indicada em valor similar.

A NBR 5739:2007 estabelece que a carga de ensaio deve ser aplicada continuamente e sem choques, com a velocidade de carregamento de (0,45 ±0,15) MPa/s , constante durante todo o ensaio e deve cessar quando houver uma queda de força que indique sua ruptura.

Referente à ruptura dos corpos-de-prova a mencionada norma no *Anexo A* apresenta 7 tipos:

- Tipo A- Cônica e cônica afastada 25 mm do capeamento
- Tipo B- Cônica e bipartida e cônica com mais de uma partição
- Tipo C- Colunar com formação de cones
- Tipo D- Cônica e cisalhada
- Tipo E- Cisalhada
- Tipo F- Fraturas no topo e/ou na base abaixo do capeamento
- Tipo G-Similar ao tipo F com fraturas próximas ao topo

De maneira general Coutinho e Gonçalves (1994) apresentam três tipos de ruptura do corpo-de-prova: ruptura por compressão sujeita ao efeito do atrito entre a placa através da qual se aplica a compressão e o topo do corpo-de-prova de ensaio, ruptura por compressão arranque ou descoesão e ruptura cujo plano é inclinado em relação a direção da compressão, aparentemente por corte.

Quando a distribuição das cargas de compressão é rigorosamente uniforme, a ruptura que se verifica é sempre a que está indicada na Figura 2.7 (a). Entretanto, devido à restrição da deformação lateral do corpo-de-prova, imposta pelos apoios do equipamento de ensaio, há formação de pirâmides com base no topo do prisma e vértice a uma distância igual à maior dimensão da base, que atuam como cunhas à medida que o esforço de compressão é aplicado. Como resultado, observa-se uma ruptura combinada com fendas paralelas ao esforço de compressão provenientes da ação da cunha. Quando a altura de corpo-de-prova é menor, da ordem de grandeza das dimensões transversais, a formação da ruptura se apresenta como na Figura 2.7 (b).

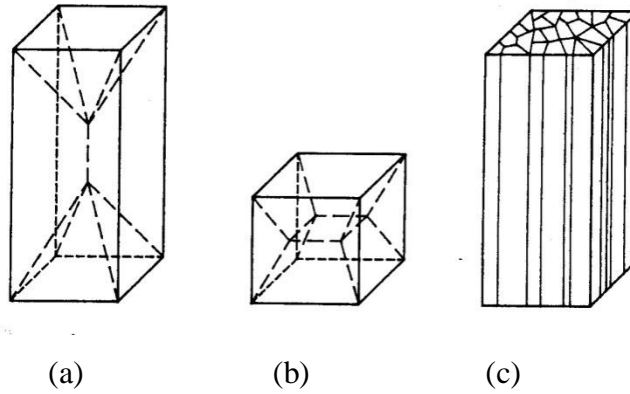


Figura 2.7- (a) Ruptura com atrito da placa. (b) O mesmo que em (a) no caso de um cubo. (c) Ruptura em compressão por descoesão (COUTINHO e GONÇALVES,1994).

A explicação desta forma de ruptura decorre também dos ensaios de Farrar (*apud* Coutinho e Gonçalves, 1994, p.32), segundo os quais a inclinação das pirâmides e consequência da direção da tensão principal de tração resultante da composição da força de atrito com a tensão de compressão aplicada conforme observado na Figura 2.8.

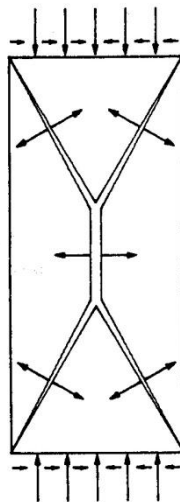


Figura 2.8- Provável distribuição dos esforços principais de tração que provocaram a ruptura num prisma sujeito à compressão e ao atrito no plano de contato com o sistema de aplicação de cargas (COUTINHO e GONÇALVES,1994).

Assim, quando o atrito é atenuado pela aplicação de uma camada de parafina às superfícies de contato, o corpo-de-prova não tem a sua expansão lateral impedida, e rompe com fendas verticais em todo o comprimento, conforme Figura 2.7 (c). Pode-se observar comportamento semelhante, quando a tensão de ruptura do corpo-de-prova é elevada ou os apoios do equipamento de ensaio são muito deformáveis.

Segundo Fusco (2008), na ruptura macroscópica final, o verdadeiro modo de ruptura ocorre com fraturas em planos paralelos ao campo de compressão, gerando uma microfissuração generalizada com tendência ao esboroamento, no caso de concretos de baixa ou média resistência, conforme observado na Figura 2.9. Já em concretos de alta resistência não ocorre o processo de microfissuração progressiva e a ruptura se dá de modo explosivo e o concreto passa então a se comportar como um material nitidamente frágil.

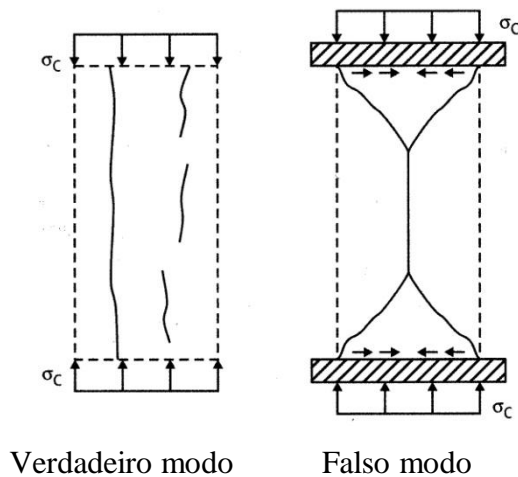


Figura 2.9- Ruptura à compressão de concretos de baixa ou média resistência  $f_{ck} \leq 40$  MPa (FUSCO, 2008).

Fusco (2008) denomina como falso modo de ruptura aquele decorrente do atrito dos apoios do equipamento de ensaio com os topos dos corpos-de-prova, restringindo sua deformação lateral.

### 2.3 - RESISTENCIA POTENCIAL E EFETIVA

Anteriormente foi discutido que a resistência à compressão é a propriedade mais representativa da qualidade do concreto, por ser um parâmetro sensível à mudança nos parâmetros de misturas. O valor da resistência a compressão é obtida por meio de um ensaio padronizado no Brasil pela norma NBR 5739:2007. Este ensaio é de curta duração, empregando-se corpos-de-prova cilíndricos que geralmente são de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

A resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ), é uma medida estatística que engloba a média e a dispersão dos resultados permitindo definir e qualificar um concreto através de apenas um único valor característico. Segundo a norma NBR 6118:2007 a resistência característica é adotada como valor referencial pelo projetista estrutural e admite que 95% do volume de concreto avaliado tenha resistência à compressão acima desse valor como mostrado na Figura 2.10. Este valor é utilizado para cálculos de dimensionamento, verificação do projeto e garantia de durabilidade, desde que a produção do concreto seja homogênea e seus valores fizerem parte de uma população de distribuição normal.

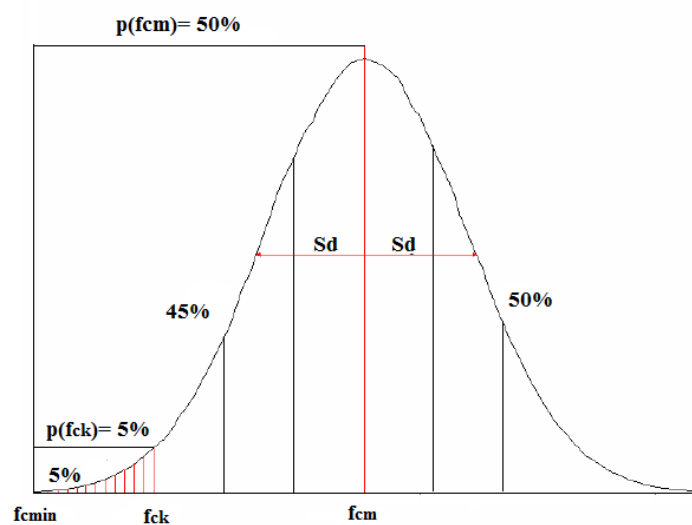


Figura 2.10- Distribuição de densidade de frequência relativa de resistência (PEREIRA, 2008).

Assim conhecendo valor característico da resistência a compressão e o desvio padrão ( $Sd$ ) de um lote de concreto, o valor média ( $f_{cm}$ ), a sua resistência de referencia é o dado pela equação 2.2.

$$f_{cm} = f_{ck} + 1,645 sd \quad \text{Equação 2.2}$$

Sendo:

$f_{ck}$ = Resistência característica com 95% de probabilidade de ser superado

$f_{cm}$ = Resistência média do concreto á compressão obtida a j dias

$Sd$ = Desvio padrão do processo de produção das amostras (1,645)

A resistência potencial do concreto é determinada como a maior resistência à compressão alcançada pelo material quando se aperfeiçoa todas as condições de cura e, adensamento, lançamento e transporte. A resistência potencial é o valor de referência para definição da resistência característica ( $f_{ck}$ ). A resistência real ou efetiva do concreto é o valor obtido da própria estrutura aos 28 dias de idade e esta submetido às características inerentes à produção das peças estruturais (diferenças de geometria, cura, adensamento e segregação interna).

Na Figura 2.11 se mostra um esquema simplificado sobre o significado da resistência real e potencial do concreto.

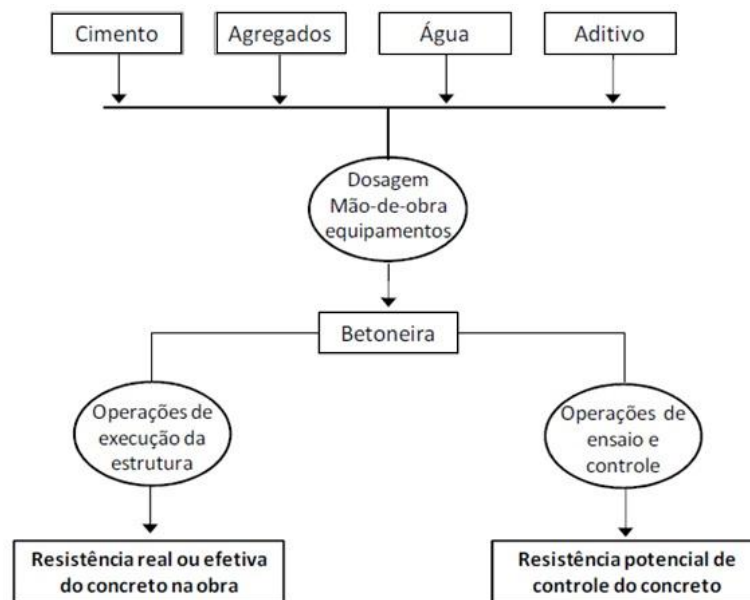


Figura 2.11- Significado da resistência à compressão do concreto obtida através do controle do concreto (HELENE e TERZIAN, 1993).

De um lado verifica-se a resistência efetiva do concreto aplicado na obra, material submetido às diferentes operações pertinentes a execução e do outro lado tem-se o concreto obtido de amostras para ensaio e controle. Neste caso o material é submetido a operações de ensaios padronizados que visam mensurar a resistência potencial do concreto (HELENE e TERZIAN, 1993).



## 2.4 - RESISTÊNCIA DO CONCRETO E SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

A análise da resistência à compressão em estruturas é complexa porque envolve, indiretamente, a questão da segurança das estruturas de concreto que dependem, entre outros fatores, da resistência à compressão do concreto e envolve em sua análise a participação de diferentes equipes multidisciplinares (HELENE, 2011).

A Figura 2.12 mostra a diversificação dos fatores que influem na resistência à compressão do concreto da estrutura e a visualização da pequena parte que é controlada através dos métodos de controle tecnológico de concreto.

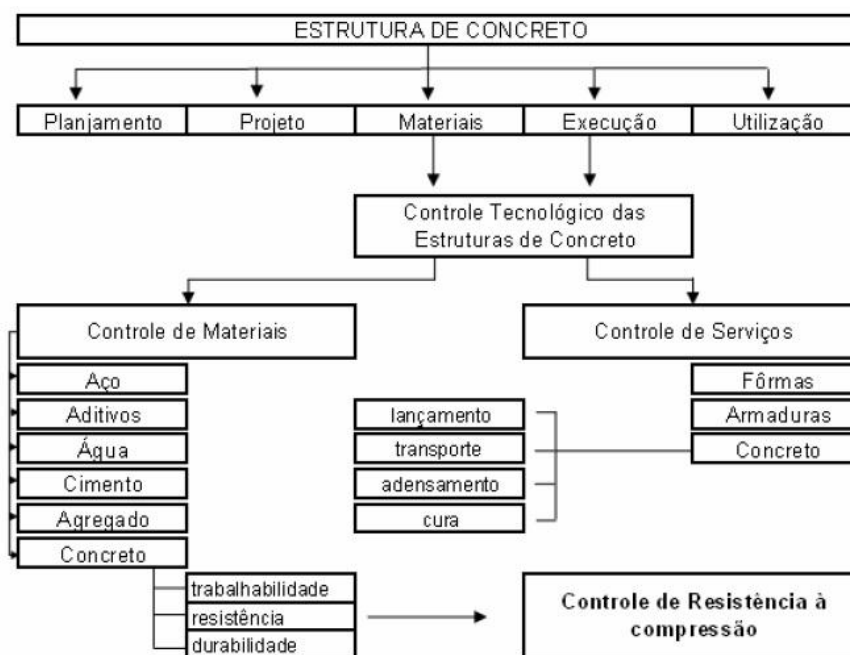


Figura 2.12- Diversidade de fatores influentes demonstrando a aleatoriedade do processo (HELENE e TERZIAN , 1993).

Analisando isoladamente o concreto como material participante dos processos de execução e controle, este possui diversos fatores de variabilidade desde a heterogeneidade dos materiais até o transporte, lançamento, adensamento e cura do concreto na obra. Não está implícito que ao fazer o controle da resistência à compressão resultará uma estrutura de alta qualidade, atendendo integralmente ao projeto. O controle estatístico da resistência á compressão que utiliza as técnicas de controle de qualidade de um produto é um dos recursos, sem duvida o mais importante, porém apenas um recurso de controle tecnológico das estruturas.

De acordo com Helene (2010), analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova. Requer inspeção e vistoria criteriosa, pois no coeficiente de minoração da resistência do concreto entra o prumo, a excentricidade, os ninhos de concretagem, as diferenças de adensamento, de cura e outras, acompanhado de bom senso, conhecimento de tecnologia de concreto, conhecimento dos fundamentos da segurança estrutural, conhecimento do projeto, das cargas permanentes e acidentais, dos procedimentos de ensaio de campo, dos procedimentos de ensaio em laboratório, de análise dos resultados, etc.

No referente aos critérios de aceitação do concreto da estrutura a NBR 6118:2007 se refere no sub-item 25.3.1 *“No caso de existência de não-conformidade devem ser adotadas as seguintes ações corretivas:*

a) Revisão do projeto para determinar se a estrutura, no todo ou em parte, pode ser considerada aceita, considerando os valores obtidos nos ensaios;

b) No caso negativo, devem ser extraídos e ensaiados testemunhos conforme disposto na norma NBR 7680:2007, se houver também deficiência de resistência do concreto cujos resultados devem ser avaliados de acordo com a NBR 12655:2006, procedendo-se a seguir a nova verificação da estrutura visando sua aceitação, podendo ser utilizado o disposto em 12.4.1 da NBR 7680:2007 ( $\gamma_c=1,27$ )

c) Não sendo finalmente eliminada a não-conformidade, aplica-se o disposto em 25.3.3 *“determinar as restrições de uso da estrutura; providenciar o projeto de reforço; decidir pela demolição parcial ou total”*. Há casos em que pode também ser recomendada a prova de carga desde que não haja risco de ruptura frágil.

#### **2.4.1 - Definição semi-probabilística de resistência**

O dimensionamento das estruturas de concreto evoluiu consideravelmente passando do método determinista das tensões (1931 a 1960), para o semi - probabilístico, a partir de 1978, utilizado atualmente em vários países do mundo. Neste método tanto as ações como a resistência dos materiais são consideradas grandezas aleatórias, variando segundo

determinadas distribuições de probabilidade, sendo representadas por um valor característico para balizamento. Este valor é uma medida estatística que considera a média e a dispersão dos resultados. Quando relacionados às resistências dos materiais, estas deverão apresentar probabilidade de 95% de ser superadas, enquanto as ações os valores devem ser inferiores ao valor característico adotado. O método adotado consiste na aplicação de dois coeficientes de majoração das ações e processos de cálculo  $\gamma_f$  e o de minoração da resistência dos materiais  $\gamma_m$ . A consideração de coeficientes distintos para ações e resistência permite que, em casos onde houver um maior controle e conhecimento sobre as incertezas e variabilidade dos fatores que afetam cada uma das distribuições (ações e resistência), estes coeficientes podem ser reduzidos.

O coeficiente relativo às cargas  $\gamma_f$ , segundo NBR 6118:2007 esta dividido em três parcelas:

$\gamma_{f1}$  = considera a variabilidade das ações;

$\gamma_{f2}$  = considera a simultaneidade de atuação das ações;

$\gamma_{f3}$  = considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto de ponto de vista das solicitações

O coeficiente relativo à resistência dos materiais  $\gamma_m$ , sendo considerado  $\gamma_s$  para o aço e  $\gamma_c$  para o concreto também são divididos em três parcelas:

$\gamma_{m1}$  = considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

$\gamma_{m2}$  = considera a diferença entre a resistência do material obtida no corpo-de-prova e na estrutura;

$\gamma_{m3}$  = considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto de ponto de vista das resistências

Os valores dos coeficientes para verificação são indicados na Tabela 2.1:

Tabela 2.1- Valores de coeficientes  $\gamma_c$  e  $\gamma_s$  (NBR 6118:2007, item 12.4.1).

<b>Combinações</b>	<b>Concreto (<math>\gamma_c</math>)</b>	<b>Aço (<math>\gamma_s</math>)</b>
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Quando sejam previstas condições desfavoráveis (por exemplo, mas condições de transporte, ou adensamento manual, ou concretagem deficiente por concentração de armadura), o coeficiente  $\gamma_c$  deve ser multiplicado por 1,1 e no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de  $\gamma_c$  por 1,1. Equivalente a multiplicar o resultado obtido de resistência do testemunho por 1,1, ou seja, aumentá-lo em 10%, uma vez que o testemunho representa melhor a resistência efetiva do concreto. Finalmente pode-se dizer que este método garante uma maior segurança estrutural e racionalização na produção de concreto.

## **2.5 - MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DO CONCRETO EM ESTRUTURAS ACABADAS**

Estes métodos são usados para determinar as propriedades do concreto endurecido e avaliar sua condição em fundações, pontes, edifícios, pavimentos, barragens e outras estruturas.

Os métodos de avaliação na estrutura podem ser necessários quando se apresenta não conformidade na resistência do concreto, sejam consideradas possíveis mudanças de uso, para determinar remoção de escoramento, avaliar as condições do concreto protendido ou se apresentam aplicações de carregamentos a idades precoces entre outras.

Historicamente, a resistência *in loco* tem sido estimada por meio de ensaios destrutivos como extração e rompimento de testemunhos extraídos da própria estrutura. Ensaios não destrutivos podem complementar a extração e permitir uma avaliação mais econômica do concreto na estrutura reduzindo a quantidade total de testemunhos necessários para avaliar um grande volume de concreto (ACI 228.1R-03, 2003), além de não gerar nenhum dano ao concreto, incluindo-se neste grupo os semi-destrutivos que danificam ligeiramente a superfície da estrutura.

A BS1881:Part201(1986) determina que a escolha de um método de ensaio determinado deve estar baseada nos seguintes critérios:

- a) Custos diretos e indiretos envolvidos na realização de ensaios;
- b) Condições da zona a investigar da estrutura;
- c) Acessibilidade para a realização de um determinado ensaio;

- d) Efeito do possível dano produzido ao elemento estrutural investigado;
- e) Precisão requerida na estimativa da resistência à compressão do concreto

Sendo este último o critério mais relevante devido a que ao permitir a realização de uma maior quantidade de ensaios, possibilita uma investigação mais abrangente da estrutura em estudo, além, imediata disponibilidade e confiabilidade dos resultados que eles propiciam.

### **2.5.1 - Métodos de ensaios não destrutivos**

Os ensaios não destrutivos são definidos geralmente como os métodos que não prejudicam o desempenho da estrutura quando submetida ao ensaio. Os mais utilizados pela economia e facilidade de execução são a esclerometria e a velocidade de onda ultrassônica, sendo estes normalizados no Brasil, e os ensaios semi-destrutivos que geram um dano menor como penetração de pino, de arrancamento mais utilizados na Europa e Estados Unidos.

No contexto de avaliações do concreto *in loco*, os principais objetivos dos ensaios não destrutivos são dois: estimar um valor imediato da resistência do concreto num lugar da estrutura e ser usado numa avaliação de capacidade estrutural subsequente, ou para localizar defeitos internos numa peça de concreto. Estes testes, contudo não medem a resistência à compressão direta, em vez disso, eles medem algumas outras propriedades do concreto que são empiricamente relacionadas à resistência (TAY e TAMT, 1995).

Mais amplamente exposto na BS1881:Part201(1986) os ensaios não destrutivos atendem os seguintes propósitos:

- a) Controle tecnológico em pré-moldados ou construções *in loco*;
- b) Monitoramento do desenvolvimento da resistência;
- c) Duração da cura, aplicação de protensão ou de cargas, remoção de escoramento;
- d) Localização e determinação da extensão de fissuras, vazios e falhas de concretagem;
- e) Aumento do nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos;
- f) Verificar a deterioração do concreto resultante de sobrecarga, fadiga, fogo, ataque do meio ambiente;

- g) Avaliação do potencial de durabilidade do concreto;
- h) Monitoramento de mudanças das propriedades do concreto ao longo do tempo;
- i) Fornecimento de informações para que se verifique se é possível mudar a utilização de uma estrutura.

Os métodos de ensaios não destrutivos são cada vez mais aplicados na pesquisa de estruturas de concreto, devido a numerosos fatores como melhorias tecnológicas em hardware e software para coleta de dados e análises, vantagens econômicas comparada com a extração de testemunhos, capacidade para realizar uma avaliação rápida e abrangente da estrutura e especificações para garantir qualidade no concreto de reparo (ACI 228.2R-98, 1998).

#### 2.5.1.1 - Método de velocidade de onda ultrassônica

O método de velocidade de onda ultrassônica tem sido utilizado com sucesso para avaliar a qualidade do concreto. O método pode ser usado para detectar fissuras internas e outros defeitos como deterioração devido aos ambientes agressivos. A técnica utiliza ondas mecânicas que não geram nenhum dano no elemento testado, permitindo monitorar constantemente mudanças estruturais internas durante um longo período de tempo (MALHOTRA, 2004).

A NBR 8802:1994 determina que é possível expressar a homogeneidade do concreto em forma de parâmetros estatísticos, tais como o desvio padrão ou o coeficiente de variação das medidas de velocidade de propagação de ondas ultrassônica no concreto. Contudo, tais parâmetros só podem ser usados para comparar variações em componentes de concreto similares, devendo ser considerados fatores como distância entre as superfícies de contato dos transdutores, presença de armadura, características do concreto entre outros.

Segundo Naik e Malhotra (1991), pode-se estimar a resistência à compressão do concreto, devido a grandes diferenças de densidade que ocorrem logo nas primeiras idades, pelo processo de hidratação do cimento, os quais geram mudanças consideráveis na velocidade de propagação das ondas ultrassônicas.

O princípio operacional deste ensaio é ilustrado na Figura 2.13 Um gerador de ondas envia um sinal de curta duração e alta voltagem a um transdutor, fazendo com que o transdutor vibre na sua frequência de ressonância. No início do pulso elétrico, um temporizador eletrônico é ligado e as vibrações são transmitidas ao concreto por meio de um acoplamento viscoso, esta vibração viaja através do concreto até o receptor. Quando o pulso é recebido o temporizador é desligado. O tempo medido divide ao curso para obter a velocidade (ACI 228.1R, 2003).

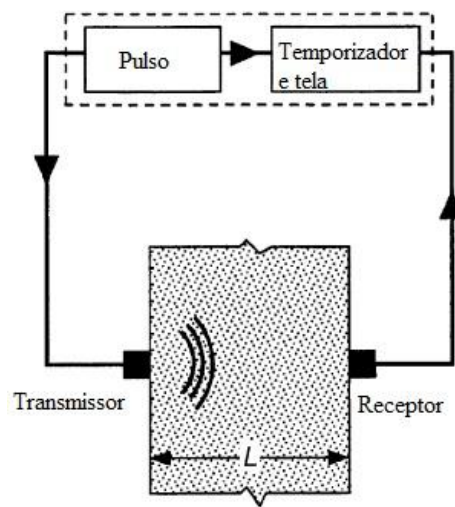


Figura 2.13- Esquema do aparelho para medir velocidade de onda ultrassônica (ACI 228.1R, 2003).

Para a realização deste ensaio em estruturas de concreto recomenda-se utilizar aparelhos com frequência entre 20 e 150 kHz, sendo geralmente mais usada em concreto a frequência mais baixa uma vez que a heterogeneidade do material acabaria por dissipar a energia durante a propagação de ondas com frequências mais elevadas. Desta forma, quanto maior a frequência, menor deve ser a distância entre os pontos em estudo, isto permite relacioná-la com as propriedades elásticas do concreto (SANTOS, 2008 *apud* CHOQUEPUMA, 2011)

Malhotra e Carino (2004) referem que teoricamente a velocidade de propagação de onda não é geralmente influenciada pelo comprimento do percurso, desde que este possua um valor mínimo suficiente (100 mm) para eliminar qualquer influência resultante da natureza heterogênea do concreto. O ACI 228.1R-03 (2003) determina que o ensaio pode apresentar geralmente coeficientes de variação entre 1% e 2%.

Um bom acoplamento acústico entre a superfície do concreto e dos transdutores é crítico para medidas confiáveis. Os transdutores podem ser colocados em faces opostas, originando, com isso, uma transmissão direta, ou colocando na mesma face, gerando uma transmissão indireta como é apresentado na Figura 2.14 (MALHOTRA 2006).

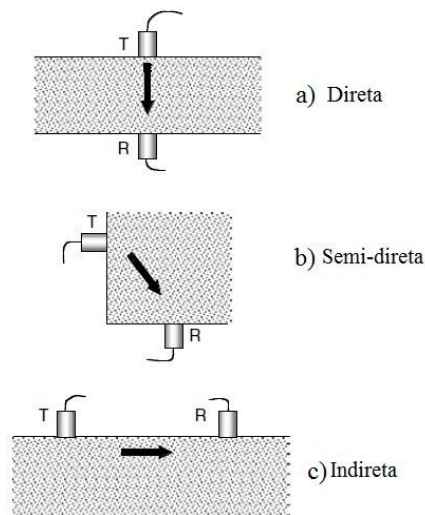


Figura 2.14- Configuração de medições de velocidade da onda ultrassônica. (a) Direta (b) Semi-direta (c) Indireta (MALHOTRA, 2004).

O método de propagação de onda ultrassônica é aplicável tanto *in loco* como em laboratório e permite avaliar qualidade, detectar fissuras e estimar a resistência à compressão do concreto (FERRARI e PADARATZ, 2003). De acordo com Bungey e Millard (1996), o equipamento é razoavelmente barato, fácil de operar e confiável. No entanto, os resultados devem ser devidamente avaliados e interpretados por profissionais experientes.

Alguns autores propõem que este método pode ser utilizado como índice de qualidade do concreto dada na Tabela 2.2, devido a que permite detectar, tanto as faltas de adensamento como variação da relação água/cimento.



Tabela 2.2- Índices de qualidade estabelecidos para o concreto (modificado QASRAWI, 2000).

<b>Velocidade de Propagação (Km/s)</b>	<b>Qualidade do concreto</b>
>4,5	Excelente
3,6 - 4,5	Bom
3,0 - 3,6	Aceitável
2,1 - 3,0	Má
< 2,1	Muito Má

No entanto, para estimação da resistência estes índices podem já não ser mais significativos, devido às muitas variáveis que intervêm na resistência do concreto e afetam a velocidade de propagação.

Dos princípios de propagação de ondas elásticas, a velocidade de onda ultrassônica é proporcional e depende das propriedades elásticas e a massa do material segundo disposto na Equação 3.1. Tanto o módulo de elasticidade como a resistência de um determinado concreto aumentam com a idade, por isso a velocidade de onda poderia fornecer um meio para estimar a resistência do concreto (ACI 228.1R-03, 2003).

$$V = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

V: velocidade de onda de compressão (Km/s)

E: Modulo dinâmico de elasticidade (KN/mm<sup>2</sup>)

ρ: densidade do concreto (Kg/m<sup>3</sup>)

ν: Coeficiente de Poisson

Segundo Bungey e Millard (2006) é possível estabelecer uma relação entre a velocidade de onda ultrassônica e o módulo de elasticidade dinâmico com um erro de ±10%.

Choquepuma (2011) conseguiu determinar a profundidade de fissura de diferentes elementos estruturais estudados. Para isso foram usadas as velocidades estimadas através dos ensaios de velocidade de onda em campo e a velocidade média do ensaio realizado nos corpos-de-prova em laboratório. Foram usadas apenas as posições dos transdutores a distâncias equidistantes das fissuras conforme mostrado na Figura 2.15 Ferrari e Padaratz (2003), confirmaram a utilidade deste ensaio na detecção precisa do início de fissuração em vigas de concreto armado ensaiadas à flexão simples, por meio de leituras contínuas e posicionados com transdutores posicionados na mesma fase.

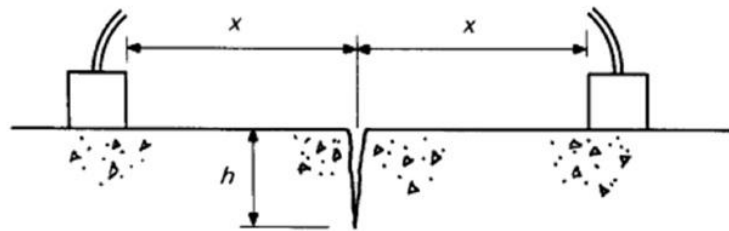


Figura 2.15- Esquema para a determinação da profundidade de fissura.

A profundidade da fissura pode ser conhecida com uma precisão de  $\pm 15\%$ . A equação 3.2 mostra a expressão matemática para o cálculo da profundidade.

$$h = x \cdot \sqrt{\left(\frac{t_c}{t_s}\right)^2 - 1} \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde:

$h$  = é a profundidade da fissura;

$x$  = distancia entre a fissura e a face mais próxima dos transdutores;

$t_c$  = Tempo de percurso da onda na zona com fissura;

$t_s$  = tempo de percurso da onda numa zona próxima não fissurada.

Estudos de campo e laboratoriais baseados no uso deste método em diferentes amostras de concreto têm demonstrado que é possível detectar o aparecimento de danos devido ao ataque de sulfatos; uma vez que a velocidade de onda diminui com o aumento do dano gerado no material (FERRARO, 2003).

Este ensaio vem sendo testado especialmente na avaliação de túneis, em vários países, e sua eficácia comprovada. Lemos (2005) determina a importância de preparar a superfície antes de realizar o ensaio. Ele sugere inicialmente esmerilhar a superfície do concreto projetado para deixá-la com um bom acabamento, e se necessário aplicar uma camada fina de gesso, apenas para regularização, além de utilizar a vaselina como fluido de contato, para minimizar interferências externas no resultado do ensaio.

Tanyidizi e Coskun (2008) analisaram o nível de importância de quatro parâmetros que influencia a velocidade de onda tais como diâmetro máximo do agregado, condições de cura, adições minerais e tempo de cura. Os resultados são apresentados na Figura 2.16. Pode-se observar que nesse estudo o diâmetro máximo do agregado foi o principal parâmetro afetando a velocidade de onda ultrassônica, devido a que este componente ocupa entre o 60% a 80% do volume total do concreto e a velocidade é obtida pela soma dos tempos de propagação na pasta de cimento e no agregado.

O tempo de cura evita a perda precoce de água do concreto durante a sua hidratação nas primeiras idades, promovendo a homogeneidade do material, assim apresenta-se como o segundo parâmetro importante que condiciona a velocidade através do material. Câmara (2006) evidenciou maiores velocidades em corpos-de-prova submetidos à cura úmida.

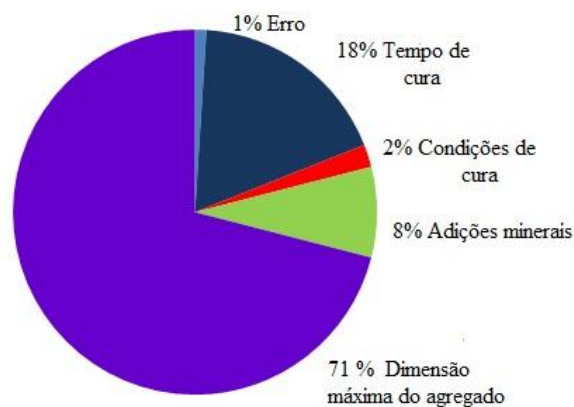


Figura 2.16- Influência de diferentes parâmetros na velocidade de onda ultrassônica (TANYIDIZI e COSKUN, 2008)

Bungey e Millard (1996) estabelecem que a velocidade de onda através de concreto saturado pode ser 5% maior que através do mesmo concreto em condições secas, além a influência será menor em concretos com alta resistência que em concretos de menor

resistência, como observado na Figura 3.5(a). Ohdaira e Masuzawade (2000), Rodríguez e Bonal (2002) determinaram que ao não ser considerado este incremento, pode-se gerar um erro na estimativa da resistência por meio de este método.

A velocidade de onda é também afetada pela idade e a relação água/cimento do concreto. Na pesquisa de Lawson *et al.* (2011) e Thai *et al.* (2011) demonstraram que a medida que a idade aumenta o cimento hidrata e diminui a porosidade o que gera um incremento na propagação da onda no concreto endurecido. Além disso, na Figura 2.17 (b) se apresentam as velocidades de onda obtidas nos concretos com diferentes relações água/cimento, sendo que quanto menor a relação água/cimento maior compacidade o que gera um incremento na velocidade de onda. Na pesquisa de Ercolani *et al.* (2007) a variação da velocidade de onda foi entorno de 3% em relações água/cimento de 0,45 até 0,56.

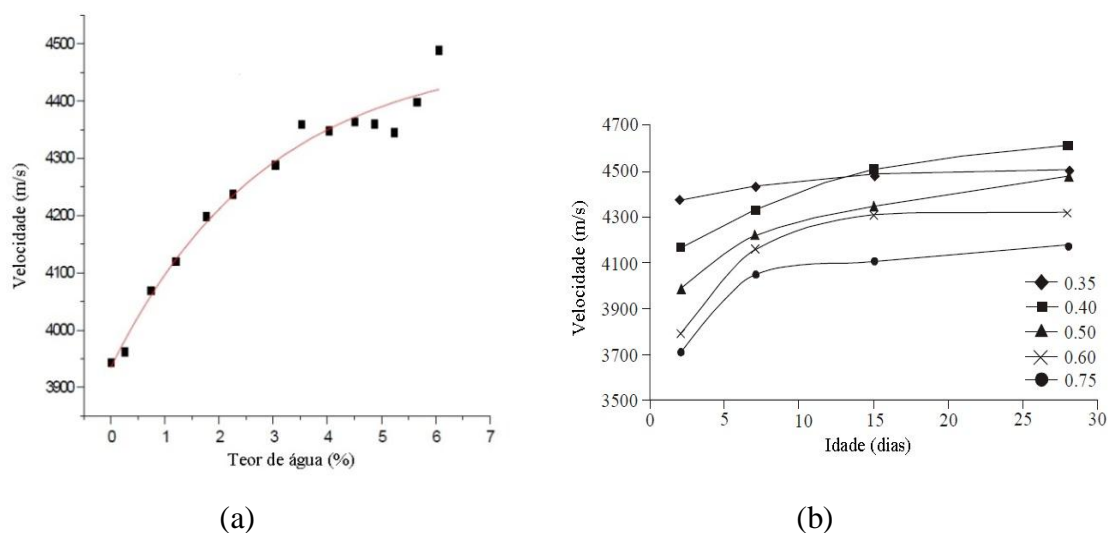


Figura 2.17- (a) Tendência da velocidade de onda com incremento no teor de água (RODRÍGUEZ E BONAL, 2002). (b) Evolução da velocidade de onda para concretos com diferentes relações água/cimento (LAWSON *et al.*, 2011)

Antes de se fazer qualquer estimativa de resistência à compressão a partir de correlações com a velocidade de ondas ultrassônicas é indispensável conhecer-se o tipo de cimento e o tipo de agregado graúdo utilizado no concreto.

Thai *et al.* (2011) ao avaliar dois tipos de concreto com uma relação água/cimento fixa e variando só o tipo de cimento (CEM IIA 32,5 e CEM I 52, 5), observaram que nas idades iniciais as velocidades de onda variaram em torno de 2% de um concreto para outro e aos 28 dias esta variação diminuiu até 0,47%.

Por sua vez, Irrigaray e Pinto, (2011) determinaram uma variação considerável da velocidade de onda nos concretos onde foi modificado somente o tipo cimento. Sendo que para concretos com CP V-ARI-RS as velocidades obtidas foram maiores comparadas com as velocidades dos concretos onde foi utilizado cimento CP IV-32. Evangelista (2002) observou na sua pesquisa que concretos produzidos com cimento CP IV apresentaram velocidades em torno de 5% maiores aos concretos onde foi utilizado cimento CP III.

Diferentes autores têm demonstrado que nos concretos com alto conteúdo de agregados apresentam maiores velocidades de onda e em geral, a velocidade na pasta de cimento é menor que a do agregado (MALHOTRA, 2004), diferentemente de Del Río *et al.* (2004) que determinaram que ao incrementar o conteúdo de agregado graúdo, se apresenta uma diminuição na velocidade de onda no concreto.

Na norma BS 1881:203 (1986) o diâmetro máximo do agregado é considerado para definir o comprimento do trajeto sobre o qual a velocidade de onda será medida, assim recomenda-se que o comprimento mínimo seja de 100 mm, para os casos em que o diâmetro máximo do agregado empregado no concreto for menor ou igual a 20 mm, e menores que 150 mm para diâmetros máximos entre 20 e 40 mm.

Evangelista (2002), Vecca e Lucero (2010) e Machado (2005), na sua pesquisa demonstraram a influência do diâmetro máximo na velocidade de onda. Ao ser incrementado o diâmetro do agregado se apresenta um incremento na velocidade de 1% até 5%.

Evangelista (2002) ressaltou que em alguns casos, ao alterar diâmetro máximo, altera também a proporção do agregado graúdo no concreto, e assim a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas poderiam ser maiores ao apresentar-se uma maior quantidade de agregado graúdo e não pelo fato deste ter maior diâmetro máximo.

Como observado na Figura 2.18 o concreto com diâmetro máximo de 19 mm, apresentou velocidades de propagação maiores, em torno de 2,5% a 11%, do que o concreto com diâmetro máximo de 9,5mm, para uma mesma relação água/cimento, verificando-se as maiores diferenças nas primeiras idades.

Machado (2005) constatou também uma menor velocidade de onda no concreto que tinham Brita 1 e Brita 0 comparado com o valor encontrado em concretos em que foi utilizado somente com B1 como agregado graúdo, neste caso com melhor gradação do material, aumenta velocidade de onda, devido possivelmente a diminuição dos vazios.

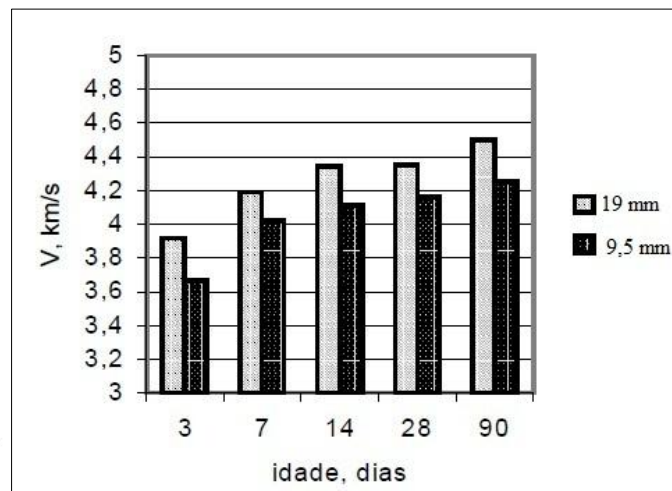


Figura 2.18- Influência do diâmetro máximo do agregado na velocidade de concretos com  $a/c=0,65$  (MACHADO, 2005)

Referente à influência do tipo de agregado Irrigaray e Pinto (2011) constataram que nos concretos com agregado granítico a velocidade de onda foi maior num 4,5% que naqueles com agregado diabásico, e Machado (2005) obteve o maior valor de velocidade de onda nos concretos elaborados com tipo de agregado sienito comparado com aqueles concretos elaborados com gnaisse.

O tipo de corpo-de- prova e tipo de leitura pode gerar diferenças nas velocidades para um mesmo concreto. Segundo Câmara (2006) maiores velocidades foram encontrados nas leituras diretas em cilindros, e as menores com leituras indiretas nos prismas, efeito comprovado também por Pinto *et al.* (2004).

Na Figura 2.19 é representada a evolução da velocidade de onda com a idade em diferentes corpos-de-prova submetidos a dois tipos de cura. Apresenta-se a maior velocidade de onda medida nos cilindros submetidos à cura úmida que nos cilindros com cura ao ar. Também pode-se observar que a menor velocidade se obteve no prisma que nos cilindros.

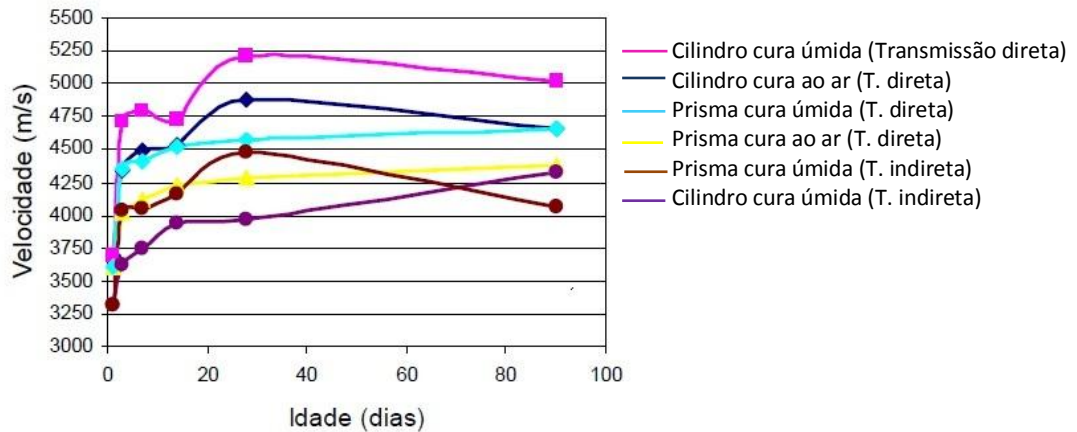


Figura 2.19- Tendência da velocidade com o tempo para diferentes corpos-de-prova submetidos a dois tipos de cura (CÂMARA, 2006).

Outro fator que altera os resultados na velocidade de onda é a presença do aço no concreto. Se a disposição do aço for perpendicular à onda, será necessário fazer uma correção nos valores obtidos. Para barras longitudinais a influência será significativamente maior. A velocidade em barras de aço é de 1,4 e 1,7 vezes a velocidade obtida no concreto simples. Diversos autores e normas recomendam que o ensaio de propagação de onda ultrassônica seja realizado, sempre que possível, longe de onde estão as armaduras (MALHOTRA e CARINO, 2004).

Finalmente é importante considerar que as leituras realizadas no ensaio são afetadas pelos fatores que intervêm na resistência do concreto como o tipo, tamanho e conteúdo do agregado, tipo de cimento, adições minerais como e por fatores inerentes do próprio ensaio como contato entre os transdutores e a superfície de ensaio incluindo a pressão inconsistente aplicada aos transdutores, tamanho e forma do elemento a ser ensaiado e presença de armadura.

### 2.5.1.2 - Método de dureza superficial (esclerometria)

Uma propriedade mecânica importante a ser considerada é a dureza, que é uma medida da resistência de um material à deformação plástica local (por exemplo, um pequeno endentamento ou um risco). Ao longo dos anos foram desenvolvidas Técnicas de Dureza Quantitativas nas quais um pequeno indentador é forçado para dentro da superfície de um material a ser testado, sob controladas condições de carga e de taxa de aplicação.

Uns dos dispositivos que empregam este princípio é o *Frank spring Hammer*, que consiste em um mecanismo de mola controlada alojado em uma estrutura tubular. A ponta do martelo pode ser equipado com bolas que têm diâmetros diferentes, e o impacto é conseguido através da colocação do martelo contra a superfície em teste. O diâmetro e /ou a profundidade da reentrância é medido, para determinar a dureza do material.

A facilidade de converter a dureza medida numa escala para aquela de uma outra escala como a resistência, é muito desejável. Entretanto, por causa das diferenças experimentais entre as várias técnicas, não pode ser determinado um adequado esquema de conversão.

O método de avaliação de dureza superficial ainda é um dos métodos mais usados por ser muito simples e econômico. No entanto é importante considerar que este método requer da capacitação do profissional que irá realizar o ensaio, para analisar criteriosamente os resultados obtidos e não cometer erros na interpretação.

O uso do ensaio de esclerometria em estruturas muito antigas apresenta variações consideráveis o que dificulta uma boa avaliação devido à possível degradação do concreto (AYDIN e SARIBIYIK, 2010). A partir das análises dos dados dos ensaios, diferentes autores concluíram que, devido á grande variação do ensaio, a esclerometria não é um método satisfatório para predizer o desenvolvimento da resistência do concreto em idades precoces (MALHOTRA e CARINO 2004).

O procedimento consiste em impactar uma superfície de concreto de maneira padrão, com uma dada energia de impacto e, então, medir o rebote ou a reflexão de uma massa padrão após o impacto no concreto por meio do esclerômetro de reflexão de Schmidt, representado na Figura 2.20.



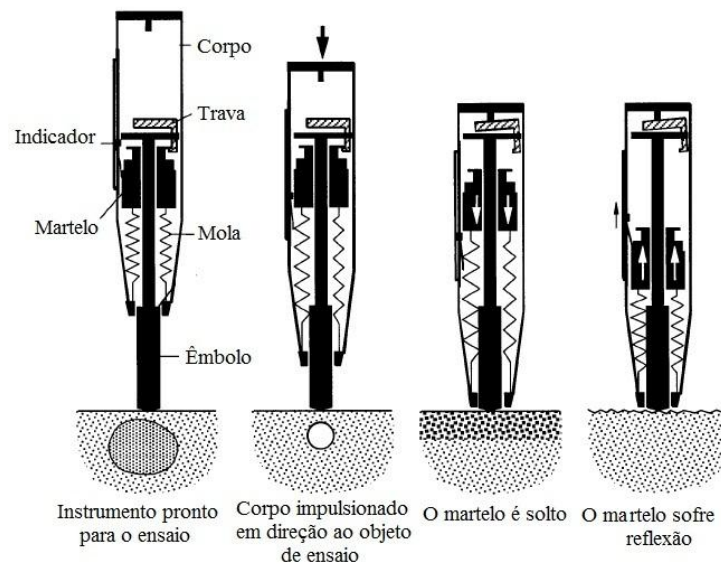


Figura 2.20- Diagrama de operação do esclerômetro de reflexão (modificado ACI 228.1R-03, 2003)

Deve-se preparar o instrumento para o ensaio e dependendo das circunstâncias, ele pode ser operado horizontal ou verticalmente para acima ou para abaixo, desde que o esclerômetro esteja perpendicular à superfície. A posição do êmbolo em relação à vertical, no entanto, afeta o índice esclerométrico devido à ação da gravidade. Assim se obtêm índices esclerométricos menores no chão (vertical para abaixo) que no teto (vertical para acima), já em superfícies inclinadas se obtêm resultados intermediários (BUNGEY e MILLARD, 1996), devendo se utilizar fatores de correção para a interpretação adequada do resultado.

Qasrawi (2000) propõe realizar pelo menos 10 leituras de cada área testada, porque este ensaio é sensível à presença de agregados e vazios imediatamente embaixo do êmbolo gerando alta variabilidade nos resultados e dificultando a estimação da resistência; a NBR 7584: 1995 recomenda efetuar mínimo 9 leituras em cada área de ensaio.

Na norma brasileira NBR 7584:1995 estabelece o uso deste ensaio nos seguintes casos:

- a) Verificação da homogeneidade do concreto;
- b) Comparação de peças de concreto, tendo para isso um referencial;

- c) Estimar a resistência à compressão do concreto, desde que obtida uma curva de correlação confiável com concreto fabricado com materiais locais e atentar para influência do tipo de cimento, agregados, condições de umidade, carbonatação, superfície entre outras.

Como limitação tem-se que os resultados estão relacionados a uma determinada zona superficial de concreto (profundidade de cerca de 30 mm), sendo que após três meses há influência da carbonatação do concreto. A carbonatação apresentada nas superfícies de concreto incrementa consideravelmente o valor do índice esclerométrico comparado com aqueles índices medidos em camadas interiores do concreto ensaiado (ACI 228.1R-03 2003), assim o manual do esclerômetro PROCEQ®, desenvolveu suas próprias curvas de redução para o esclerômetro Schmidt em função dos valores de rebote e a profundidade de carbonatação. Em alguns casos, os valores de rebote terão que ser reduzidos até um 40%.

Lui *et al.* (2009) referencia outros fatores que influenciam os resultados deste ensaio, entre eles a superfície, o tipo de agregado, proporcionamento do concreto, idade, umidade e tipo de cimento.

De preferência o esclerômetro deve ser usado sobre superfícies lisas, estas podem ser obtidas por o uso de formas elaboradas com materiais não absorventes. De não ser possível obter um bom acabamento da mesma pode se utilizar uma pedra abrasiva antes de realizar o ensaio (QASRAWI, 2000).

Na pesquisa desenvolvida por Hobbs e Tchoketch (2006) demonstraram em seus resultados que o índice esclerométrico é maior em quase duas unidades nas medições realizadas nas superfícies dos corpos-de-prova moldados com forma de madeira que aqueles utilizaram formas plásticas, para uma mesma resistência do concreto. Esta diferença parece constante e significativa. Segundo a NBR 7584:1995, a presença de umidade superficial pode ser responsável por variações nos índices esclerométricos de até 20%.

De acordo com ACI 228.1R-03 (2003), as fôrmas de madeira compensada absorvem a umidade do concreto, produzindo uma camada superficial mais dura do que a obtida em concretos moldados em fôrmas metálicas ou plásticas.

De acordo com Brozovsky e Zach (2011), os resultados de ensaios realizados em diferentes corpos-de-prova têm demonstrado a influencia do método de preparação da superfície usando pedra abrasiva e retificadora com um disco de diamante, apresentando uma diminuição do índice esclerométrico no primeiro caso, por tanto o uso da pedra abrasiva recomendada por muitas normas e sendo uma forma simples de preparar as superfícies para este tipo de teste não é o ideal.

As vantagens observadas de dar um tratamento com retificadora nas superfícies antes de realizar o ensaio de esclerometria são:

- a) Remoção de poros na camada de argamassa sobre a superfície
- b) Tornam-se visíveis defeitos da estrutura que possam afetar os resultados
- c) A estrutura do concreto (agregados e pasta) se torna mais visível
- d) Uma camada superficial de concreto carbonatado pode ser removida.

Referente aos parâmetros de mistura Hobbs e Tchoketch (2006) mostram que para qualquer valor de índice esclerométrico, só existe um único valor de resistência á compressão. Esta conclusão é muito importante, pois determina não se precisa saber a relação água/cimento do concreto para estimar sua resistência utilizando a esclerometria já que este fator foi considerado no estabelecimento de correlações da pesquisa, também foi analisado que para relações água/cimento entre 0,5 e 0,6 o índice esclerométrico e a resistência á compressão é mais sensível que para relações maiores.

Nos estudos realizados por Nepomuceno (1999) alterando a relação água cimento (0,38 até 0,56) na composição de diferentes concretos, verificou-se uma influencia significativa no incremento do índice esclerométrico a menor relação água/ cimento. Esta mesmo parâmetro foi avaliado por Ercolani *et al.* (2007) que determinou da sua pesquisa que o índice esclerométrico pode apresentar uma variação de 3% a 10% quando a relação água/cimento no concreto varia entre a valores de 0,45 até 0,56. Já Pereira et al. (2011) determinou uma variação de 10% com relações água/cimento de 0,43 até 0,59, indicando uma influencia significativa da relação água/cimento.

A BS 1881: 202 (1986) ressalta que o concreto com alto conteúdo de cimento gera índices esclerométricos menores que aqueles concretos com baixo conteúdo de cimento, contudo, o erro na estimação da resistência resultado de uma mudança no conteúdo de cimento é improvável que exceda o 10%. Evangelista (2002), através de uma análise de valores de índice esclerométrico de concretos com cimento CP III e CP V, constatou que para uma mesma idade e relação água/cimento, os maiores valores foram encontrados em concretos com cimento CP V.

O tipo e quantidade de agregado é um fator que também influencia consideravelmente o valor do índice esclerométrico. Na Figura 2.21 se apresentam índices esclerométricos obtidos para dois tipos de concretos produzidos com diferentes tipos de agregado, assim, um concreto com agregado calcário britado pode produzir um rebote significativamente menor do que para um concreto de seixosilicoso de resistências similares.

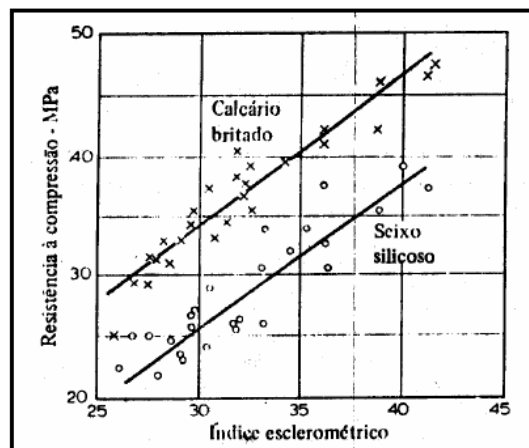


Figura 2.21- Influência do tipo de agregado graúdo na relação entre a resistência à compressão e o índice esclerométrico (NEVILLE, 1997).

Na Figura 2.22 se apresentam os resultados de Evangelista (2002), referentes à influência de tipo de agregado graúdo no índice esclerométrico. Observou-se que, de um modo geral os concretos com brita de gnaiss apresenta índices cerca de 5% a 58% maiores do que os concretos com brita de traquito e que a diferença é maior na idade de três dias para concretos com menores relações água/cimento.

As menores diferenças apresentadas entre os três concretos elaborados com brita gnaisse, brita de traquito e argila expandida (M1, M2 e M3) ocorrem nos concretos com relação  $a/c=0,65$  e as maiores diferenças entre concretos convencionais e concreto leve ocorrem para os concretos com relação  $a/c$  mais baixa.

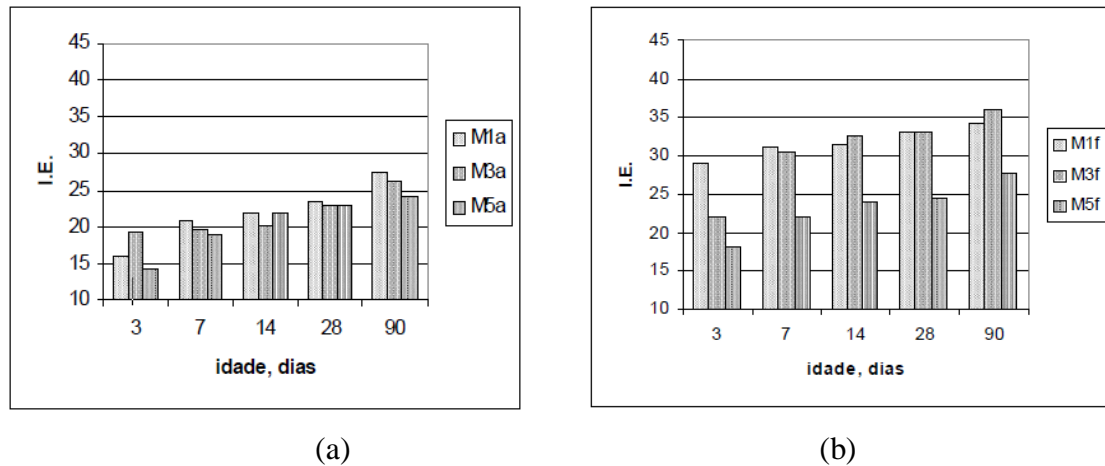


Figura 2.22- Influência do tipo de agregado no índice esclerométrico de concretos com relações água/cimento de: (a)  $a/c=0,65$  e (b)  $a/c=0,40$  (EVANGELISTA, 2002).

Machado (2005) apresenta na sua pesquisa que os maiores valores do índice esclerométrico foram obtidos, na grande maioria das idades e relações água/ cimento em concretos com agregado Sienito que aqueles concretos elaborados com agregado Gnaisse, ambos agregados com diâmetro máximo de 19 mm.

Referente ao tamanho do agregado, Ferreira (2011) e Castro (2009) constataram um incremento significativo do índice esclerométrico nos concretos que continham agregados com maior dimensão. Segundo Evangelista (2002), as diferenças entre os índices esclerométricos são maiores para concretos com agregado de diâmetro máximo característico de 19 mm que os concretos com agregados de 9,5 mm de diâmetro com diferença de até 10%; diferenças similares se apresentaram nos concretos estudados por Vecca e Lucero (2010) utilizando agregados com diâmetros entre 38,0 mm e 12,7mm.

Já nos concretos com o mesmo tipo de agregado (Gnaisse) e mesmo diâmetro máximo (19 mm), e com composições diferentes Machado (2005) obteve no desenvolvimento da sua pesquisa índices esclerométricos maiores nos concretos com só Brita 1 que aqueles com mistura de Brita1 e Brita 0.

Vecca e Lucero (2010) determinam que para concretos de igual resistência com diferentes relações agregado graúdo/agregado fino, o índice esclerométrico incrementa na medida em que aumenta o porcentagem de agregado graúdo, demonstrando a influência do mesmo nos resultados do ensaio.

A rigidez da peça a ser ensaiada é um fator que também influencia o valor de índice esclerométrico, assim a energia absorvida pelo concreto depende da relação tensão-deformação. Uma baixa resistência, baixa rigidez o concreto absorverá mais energia que no caso contrario. No entanto, quando dois corpos-de-prova têm a mesma resistência e diferente rigidez, os índices esclerométricos obtidos de cada corpo-de-prova são diferentes (ACI 228.1R-03, 2003).

Pinto *et al* (2004) e Ferreira (2011) verificaram que, de uma forma geral, o valor do índice esclerométrico varia nas diferentes camadas e fases avaliadas num mesmo corpo-de-prova, o último autor constatou que o índice esclerométrico decresce da camada inferior para a superior em torno de 4%, devido possivelmente as diferentes condições de compactidade sendo que esta é promovida da camada inferior à superior. As diferenças expostas anteriormente são representadas na Figura 2.23. De modo semelhante Pinto *et al.* atribuem estas diferenças as condições de exsudação que se apresentam nas fases, que pode influenciar negativamente na dureza superficial do concreto.

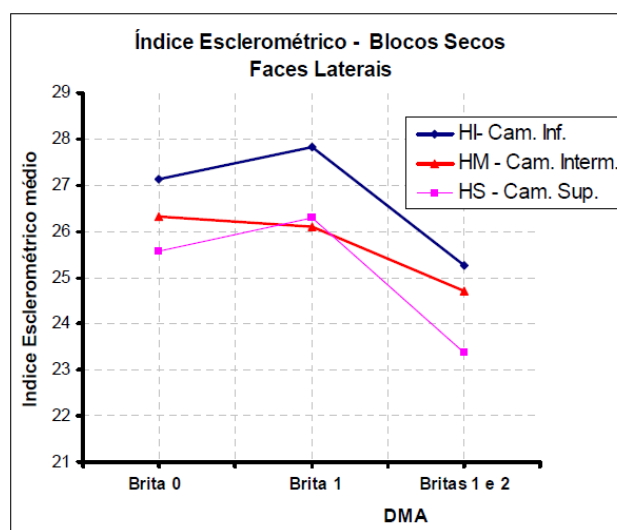


Figura 2.23- Influência da compactidade dos elementos no índice esclerométrico medido em três tipos de concretos (FERREIRA, 2011).

Câmara (2006) confirmou que o tipo de cura é um fator representativo na variação do índice esclerométrico, assim concretos deixados em cura úmida podem apresentar índices esclerométricos de até 33%. No entanto nos concretos com relações água/cimento baixas esta diferença foi bem menor, apresentando valores muito próximos.

A presença de armadura pode gerar erros de leitura do índice esclerométrico de até um 10% dependendo do diâmetro e do recobrimento. Para um mesmo recobrimento a influência da armadura no ensaio de esclerometria vai aumentando conforme aumenta o diâmetro da barra de aço. Além sem importar o diâmetro a influência das barras de aço vão diminuindo com o recobrimento até ser quase nula com 30 mm de recobrimento (VECCA e LUCERO 2010).

Referente à variabilidade do ensaio a BS 1881:202 (1986) menciona que o desvio padrão obtido numa série de leituras varia entre 2 e 5 índices esclerométricos, e o coeficiente de variação para uma série de ensaios é da ordem dos 10% podendo no entanto obter-se valores entre os 5% e os 15%. Este coeficiente diminui com o aumento da resistência e aumenta com a dimensão e quantidade do inerte.

Diante do exposto pode-se concluir que os fatores intrínsecos ao método são: tipo, textura e umidade da superfície, tipo de corpo-de-prova. Os fatores que influenciam a resistência e que conseqüentemente afetam o índice esclerométrico são: tipo e dimensão máxima do agregado, relação água/cimento, conteúdo de cimento, grau de adensamento.

#### 2.5.1.3 - Método de resistência à penetração

Em 1960, o método de resistência a penetração de pino (Windsor Probe) foi desenvolvido nos Estados Unidos. O método utiliza pinos de 6,35 mm de diâmetro e 79,5 mm de comprimento e para concreto leves utiliza-se pinos de 7,94 mm de diâmetro (BUNGEY e MILLARD, 1996).

Existem duas configurações de potência, baixa e padrão. A baixa potência é utilizada quando a resistência do concreto é inferior a 19,4 MPa. Os pinos de prata podem ser usados para concretos de alto desempenho com resistência até de 110 MPa. Os pinos são feitos de uma alheação de alta resistência, especialmente tratados termicamente e recozidas

para atingir uma dureza de Rockwell C48. Usinagem especial para cada pino elimina as concentrações de tensão. O pino de ouro tem um 56% maior a área transversal do que o pino de prata, que é recomendado para concretos leves.

No Brasil, o ensaio foi adaptado por Vieira (1978), utilizando a pistola da marca Walsywa, pinos lisos de aço com 55 mm de comprimento e bitola de 6,35 mm e cartuchos da marca CBC, também conhecidos como fincapinos, como mostrado na Figura 3.12 (a). Para concretos com resistências menores, a potência da pistola pode ser diminuída, isto pode ser feito de duas formas: diminuindo a carga de pólvora do cartucho e/ou variando a posição do pino dentro do cano da pistola.

Os métodos de resistência à penetração estão baseados na determinação da profundidade de penetração de um pino ou parafuso no concreto, como mostrado na Figura 2.24 (b). Isso fornece uma medida de dureza ou resistência à penetração do material que pode ser relacionado com sua resistência à compressão desde que existam curvas de correlação adequadas. A resistência à compressão do concreto é inversamente proporcional à penetração do pino (MALHOTRA, 2006).



(a)



(b)

Figura 2.24- (a) Equipamento utilizado na penetração de pino (b) Leitura do comprimento do pino cravado

O pino de elevada dureza é disparado contra uma peça de concreto. Para isso utiliza-se uma pistola ativada à base de pólvora (pistola finca-pino). O princípio deste ensaio está baseado em que a energia cinética inicial do pino é parcialmente absorvida pelo concreto, outra parte na fratura e no atrito entre o pino e o concreto e o restante é liberado na forma



de calor. Não existem pesquisas rigorosas sobre os fatores que afetam a geometria da área da fratura, mas a forma geral provavelmente pode ser como se representa na Figura 2.25 (ACI 228.1R-03, 2003).

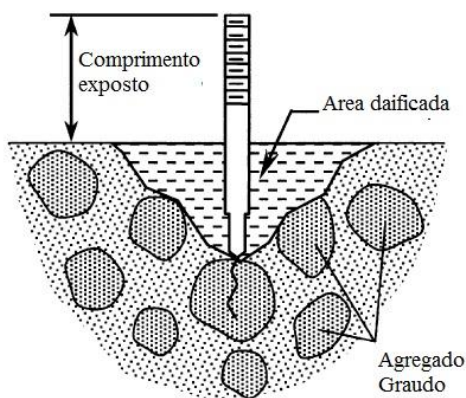


Figura 2.25- Forma aproximada da zona danificada do concreto depois do ensaio (ACI 228.1R-03, 2003).

O equipamento utilizado é simples de operar, durável, tem dispositivos de segurança que impedem disparos acidentais, e necessita de pouca manutenção. No campo, este ensaio oferece como principais vantagens a simplicidade e a velocidade de execução, uma vez que para a sua realização é necessário o acesso a apenas uma das faces do elemento estrutural (BS 1881:207, 1986).

Algumas limitações desse ensaio que podem ser consideradas são:

- a) A necessidade de ser evitados ensaios em regiões onde existam barras de aço, exigindo-se ou o conhecimento prévio de suas posições,
- b) Apesar de ser classificado como um ensaio não-destrutivo causa danos à superfície do concreto, que precisam ser reparados.
- c) Os elementos estruturais a serem ensaiados não devem ser esbeltos (devem ter espessura  $\geq$  a 150 mm), uma vez que pode ocorrer a rachadura dos mesmos durante a execução do ensaio. Além disso, esses elementos devem ter grandes dimensões, uma vez que uma distância mínima de 150 mm em relação às bordas e uma distância de 150 a 200 mm entre os pinos são requeridas.

Com esse método pode-se avaliar a qualidade do concreto até profundidades de 25 a 75 mm da superfície, o que torna os resultados obtidos por este método mais significativos do que os obtidos pelo método do esclerômetro (BS 1881:207, 1986).

A norma americana ASTM C803:2003 determina que o ensaio não é sensível a fatores como teor de umidade, tipo de cimento e cura do concreto, porém acabamento com colher de pedreiro propicia uma camada superficial mais dura que pode gerar valores menores de penetração e também maior dispersão dos resultados, além que o tipo de fôrma usada, de madeira ou de aço poderia influenciar também nos resultados.

A direção na que seja realizada o ensaio não é importante se o pino esta perpendicular à superfície. A penetração será afetada pela presença de barras de aço dentro da área de influência, assim a posição da armadura deverá ser determinada antes de realizar o ensaio (ACI 228 1R-03, 2003).

Machado A., (2005) na sua pesquisa avaliou a influência do tipo de pino e da potência do cartucho utilizados no ensaio. Os ensaios incluíram a combinação de dois tipos de pino (liso e com rosca) de 55 mm e 50 mm de comprimento e dois tipos de cartucho um curto e outro longo (para potencia baixa e alta respectivamente) assim:

- a) Pino liso e cartucho curto (LC);
- b) Pino liso com cartucho longo (LL);
- c) Pino com rosca e cartucho curto (RC);
- d) Pino com rosca e cartucho longo (RL).

Na Figura 2.26 pode-se observar a diferença que se apresenta nos ensaios usando diferente tipo de pino e tipo de cartucho. Entretanto, no caso da carga longa não houve diferença significativa ao variar o tipo de pino liso e com rosca. Além disso, de acordo com os resultados obtidos concluiu-se que para potência alta (cartucho longo) o tipo de pino não interfere nos resultados, porém para potência baixa (cartucho curto) o tipo de pino influi na penetração de pino obtida.

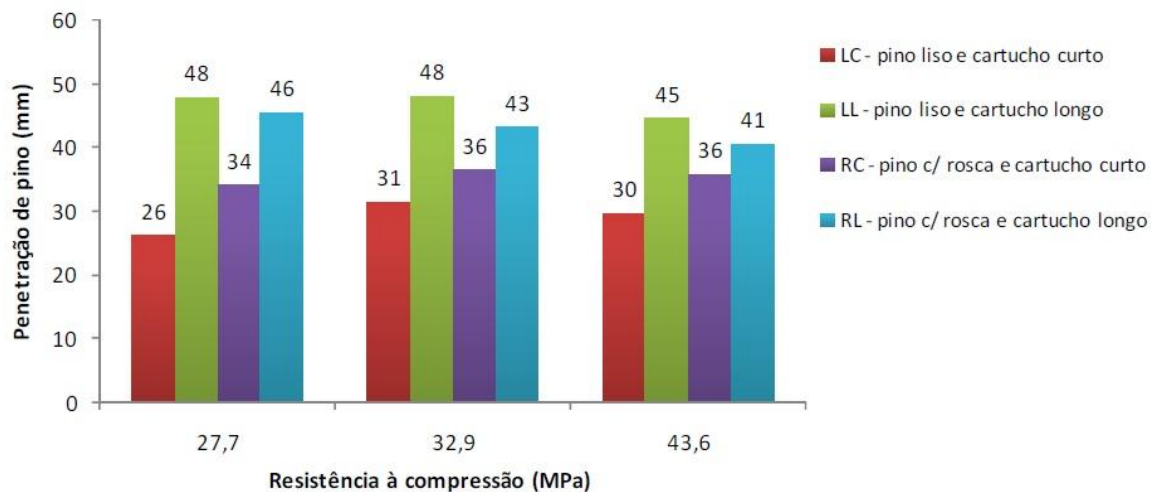


Figura 2.26- Variação da Penetração de pino devido ao tipo de pino e a carga utilizada obtidos por Machado A., (2005) (Modificado por Joffily, 2010).

Com o concreto mais resistente, há uma maior perda de energia cinética devido à fratura do material, ocasionando o aparecimento de um grande número de fissuras na superfície da peça ensaiada, conforme apresentado na Figura 2.27 a seguir. Um maior afastamento entre penetrações sucessivas diminui a possibilidade de interferências destas fissuras superficiais com o ensaio posterior (PINTO e DUTRA, 2005).



Figura 2.27- Fissuração superficial causada por cravações sucessivas (PINTO e DUTRA, 2005).

Os resultados obtidos na pesquisa indicam a aceitabilidade de espaçamentos de pelo menos 10 cm entre cravações sucessivas para a mistura investigada nas primeiras idades e espaçamentos maiores, da ordem de 20 cm entre cravações podem ser necessários nos ensaios a idades avançadas.

Machado (2005) concluiu da sua pesquisa que o uso de carga longa não possibilita uma adequada avaliação da penetração no concreto a ser ensaiado, por ser demasiado elevada; além disso, foi determinado que existe diferença em se realizar ensaios de penetração com pinos diferentes (liso ou com rosca), utilizando carga curta. Esta diferença não se apresenta quando se utiliza carga longa.

Para estabelecer o procedimento de ensaio de penetração de pino, Joffily (2010) desenvolveu um estudo piloto para a definição de alguns parâmetros, como potência, mostrado na Figura 2.28, e distância entre penetrações. Do estudo foi definido que a potência alta e media não são adequadas para concretos com baixas resistências, por tanto foi estabelecida a potencia baixa como a mais conveniente para a execução do ensaio. A potência baixa corresponde a uma posição no cano da pistola de 4,75 cm.

A partir da análise dos dados, também se deduziu a distância para realização do ensaio em 20 cm, tomando-se por base o coeficiente de variação obtido e o grau de fissuração na área disposta para o ensaio.



(a)

(b)

Figura 2.28- (a) Penetração de pino realizada com potência alta. (b) Penetração de pino realizada com potência baixa (JOFFILY, 2010).

A correlação entre a resistência à penetração e a resistência à compressão pode ser alterada em função do tipo e tamanho do agregado graúdo, do tipo de cura e do nível de resistência desenvolvido pelo concreto ASTM C 803 (1990).

Para cada comprimento exposto do pino, diferentes valores de resistência à compressão do concreto são dados, dependendo da dureza do agregado utilizado. Esta dureza é medida pela escala de Mohs. Diferentes autores apresentaram correlações de valores de resistência à compressão resistência à penetração em concretos com de agregados graúdos de diferente dureza. Um exemplo destas curvas é apresentado na Figura 2.29 (PUNCINOTTI, 2009), onde para uma determinada resistência à compressão, concretos com agregado de maior dureza apresenta maior resistência à penetração.

Na pesquisa de Evangelista (2002) foram avaliados concretos com argila expandida. Neste tipo de concreto não foi possível realizar o ensaio devido a que o material não exercia resistência suficiente à penetração do pino, assim o pino penetrava por completo.

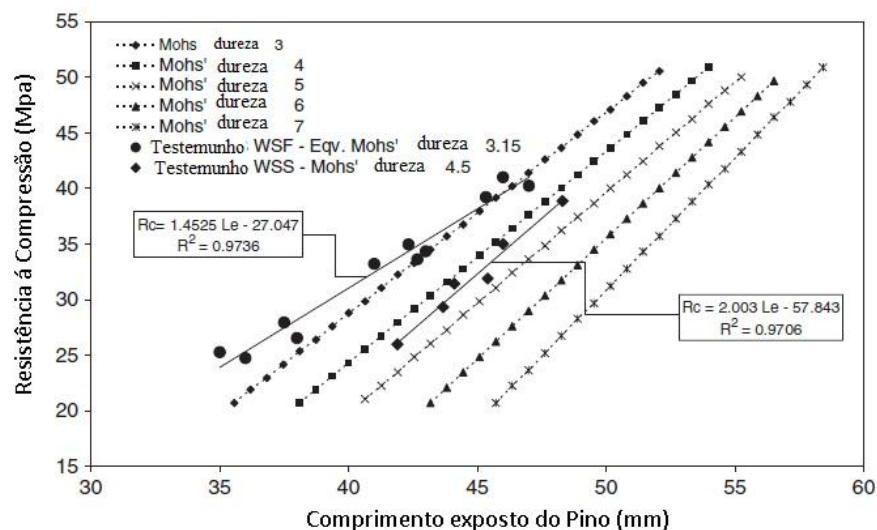


Figura 2.29- Resistência à compressão em função do comprimento exposto do pino (PUNCINOTTI, 2009).

Para diferentes concretos de resistência 20 MPa e 30 MPa, onde foram utilizados agregado graúdo tipo Brita 2 (32mm), Brita 1(19mm) e Brita 0 (9,5mm), Joffily (2010) observou que a maior penetração se apresentou no material com menor dimensão do agregado, explicando a influência do agregado graúdo de acordo com a sua dimensão máxima.

Na mesma pesquisa foi avaliada a redução do teor de argamassa (Alfa) de 51% a 46% que como resultado obteve uma menor penetração de pino no concreto com menor teor de argamassa, como mostrado na Figura 2.30, este comportamento foi argumentado pelo fato de a redução do teor de argamassa aumentar a quantidade de agregado graúdo, levando a um maior encunhamento das partículas e maior oposição à penetração de pino.

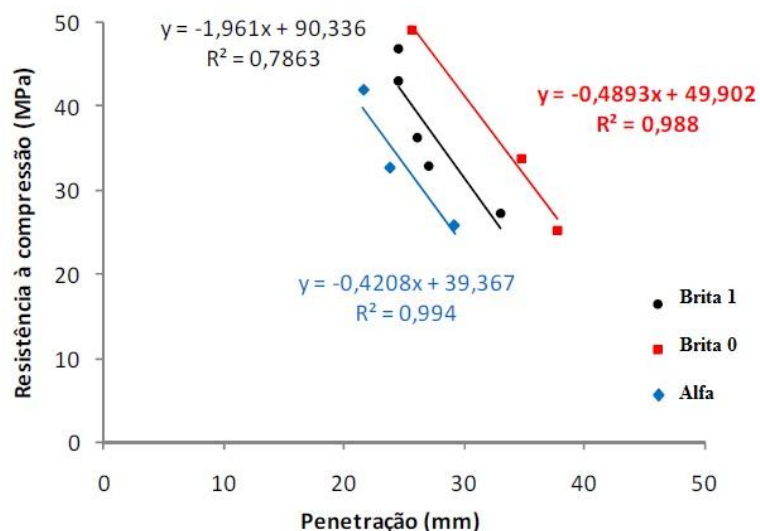


Figura 2.30- Gráfico de correlação resistência e penetração de pino separados por tipo de agregado e teor de argamassa (JOFFILY, 2010).

Na Figura 2.31 Evangelista (2002) apresenta as comparações dos valores de penetração de pino obtidos para dois tipos de concretos com diâmetro máximo do agregado de 19 mm e 9,5mm respectivamente. De um modo geral os concretos com menor diâmetro apresentaram profundidades de penetração maiores com diferenças de 4% a 38%. Também determinou que o tipo de cimento influência significativamente na penetração de pino num determinado concreto assim, concretos elaborados com cimento tipo CP III apresentaram profundidades de penetração até 62% maiores do que nos concretos com cimento tipo CP V.

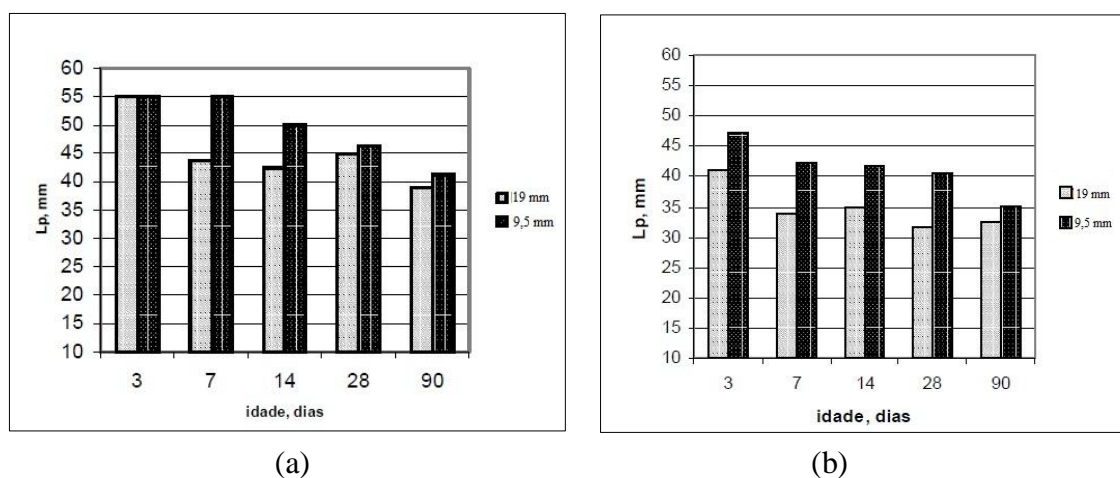


Figura 2.31- Influência do diâmetro máximo do agregado no valor de penetração nos concretos com relações água/cimento de (a) a/c=0,65 e (b) a/c=0,40 (EVANGELISTA, 2002).

Em concretos de alta resistência as propriedades mecânicas da pasta de cimento e as características da interface são maiores que em concretos de resistência normal, em consequência os defeitos do material são menores. Como resultado o material é mais resistente, no entanto mais frágil. Por isso é importante estender as pesquisas para avaliar este tipo de concretos por meio deste ensaio (PASCALE *et al.*,2003)

Com relação ao efeito de umidade superficial nos comprimentos cravados de pinos, os resultados obtidos na pesquisa de Pinto e Dutra (2005) sugerem que tenha ocorrido um aumento do comprimento cravado na superfície úmida da ordem de 12%, de acordo com ACI 228-1R-03 (2003) que cita a influência da umidade superficial nas profundidades de penetração dos pinos.

Câmara (2006) obteve diferenças nos ensaios realizados em corpos-de-prova submetidos à cura úmida e cura ao ar, sendo que os corpos-de-prova submetidos à cura úmida (L-20b) e ensaiados úmidos apresentaram maiores valores de penetração de pino quando comparados com os corpos-de-prova curados ao ar (L-20a), devido possivelmente a aumento de porosidade como mostra a Figura 2.32.

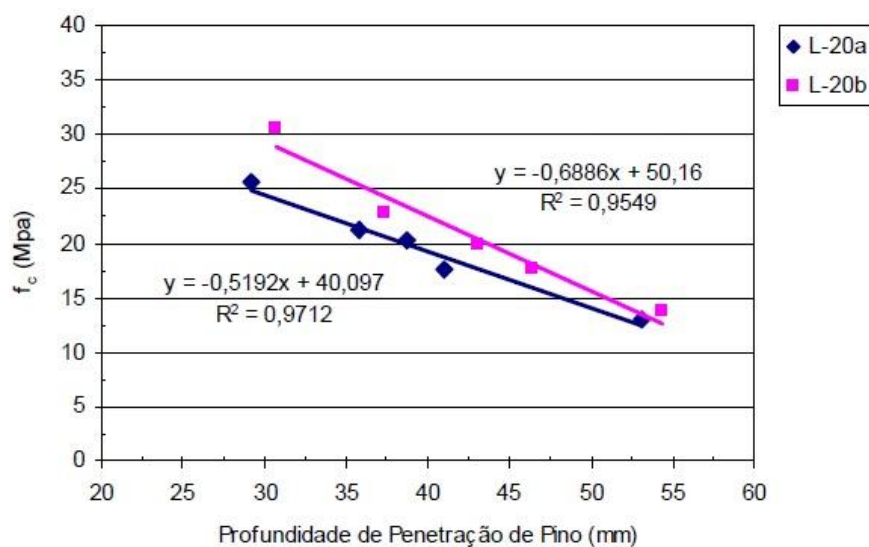


Figura 2.32- Influência da umidade no ensaio de penetração de pino, (CÂMARA, 2006).

As correlações entre a resistência à penetração e a resistência à compressão do concreto são reconhecidamente mais estáveis do que aquelas obtidas pelos usuários esclerométrico ou velocidade de onda ultrassônica, uma vez que os fatores que afetam os resultados do



ensaio e, conseqüentemente, as correlações, são em menor número e também, porque a propriedade principal diretamente medida pelo ensaio esta relacionada com a resistência (NEPOMUCENO, 1999)

A pesquisa de Joffily (2010) permitiu concluir que o ensaio de penetração de pino pode ser utilizado para avaliação da resistência do concreto, desde que elaborada curva de correlação para os materiais utilizados, principalmente para resistências menores (em torno de 20 MPa). Pois, para estes concretos o tamanho máximo do agregado graúdo assim como a quantidade se mostraram influentes no resultado do ensaio. Contudo, à medida que a resistência do concreto aumentou, essas variáveis se tornaram indiferentes quando da execução do ensaio de penetração de pino.

#### **2.5.2 - Correlação entre a resistência à compressão e as grandezas medidas nos ensaios não destrutivos em estudo**

A determinação da resistência do concreto requer amostras testadas em laboratório, mais não avalia a resistência de estruturas existentes. Por isso, foram desenvolvidas técnicas especiais para medir algumas propriedades do concreto diferente da resistência à compressão para depois ser correlacionadas. Algumas destas propriedades são capacidade de permitir propagação de ondas ultrassônicas, dureza superficial e resistência à penetração (QASRAWI, 2000).

Nos ensaios não destrutivos usados para determinar a resistência à compressão do concreto, a relação entre a medida, mecânica ou física e da força, geralmente não é única. Este surge a partir da diversidade nas relações existentes entre as propriedades medidas e as características do concreto, entre outros: conteúdo de cimento, tipo de agregados, conteúdo de argamassa e relação água cimento (FERREIRA e CASTRO, 2000).

É indispensável ter precauções na interpretação dos resultados obtidos já que, a característica heterogênea do concreto gera grande variabilidade nas suas propriedades físicas e por tanto nos resultados dos ensaios não destrutivos.



Para estimar a resistência à compressão do concreto torna-se necessário conhecer a relação entre os resultados dos ensaios *in loco* e a resistência do concreto, obtida a partir de curvas determinadas empiricamente. Na Figura 2.33 se apresenta um modelo de curva de correlação de resistência a compressão e penetração de pino determinada na pesquisa realizada por Machado (2005) na caracterização de concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos.

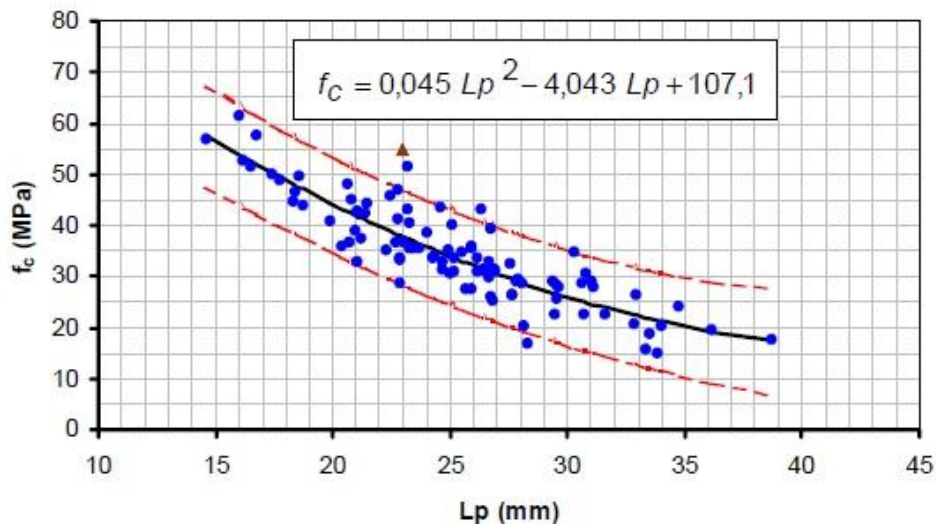


Figura 2.33- Curva de correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e penetração de pino ( $L_p$ ) (MACHADO, 2005)

De acordo com o ACI 228.1R-03 (2003) a curva de correlação é realizada usando corpos-de-prova padrão (cilindros ou cubos) ou podem-se utilizar testemunhos com diferentes níveis de resistência usando os mesmos materiais que serão empregados na obra, em seguida realizar procedimentos estatísticos para estabelecer a relação da grandeza medida no ensaio e a resistência à compressão.

Para alguns ensaios não destrutivos é possível realizar no corpo-de-prova primeiramente o ensaio não destrutivo (velocidade de onda ultrassônica e esclerometria), em seguida, o ensaio para obter a resistência à compressão. No entanto, na maioria dos casos, os ensaios são realizados em separado, tendo-se corpos-de-prova distintos para os ensaios de resistência à compressão e para os ensaios não destrutivos.

Na sequencia são apresentadas as equações propostas por alguns autores visando correlacionar a resistência à compressão com as grandezas medidas nos ensaios de velocidade de onda ultrassônica, índice esclerométrico e penetração de pino (Tabelas 2.3, 2.4 e 2.5)

Tabela 2.3- Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e velocidade de onda (V).

<b>Autor</b>	<b>Equação</b>	<b>Observações</b>	
Evangelista (2002)	$f_c = (0,0025)e^{2,138 V}$ $f_c = (0,0124)e^{1,8146 V}$ $f_c = (0,0031)e^{2,062 V}$	Gnaisse: 19 mm Gnaisse: 9,5 mm Traquito: 19 mm	11-53 MPa 10-46 MPa 8 -49 MPa
Machado (2005)	$f_c = (0,036)V^{4,696}$	Gnaise, Sienito: 19 mm	15-50 MPa
Câmara (2006)	$f_c = (7,979E^{-18})V^{5,034}$ $f_c = (1,097E^{-21})V^{6,133}$	Granítica	5 - 35 MPa
Hobbs <i>et al.</i> (2006)	$f_c = 12,29V^2 - 49,02V + 24,27$	20 mm	20-50 MPa
Lawson <i>et al.</i> (2011)	$f_c = 0,097e^V$	10 mm	10-20 MPa

Tabela 2.4- Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e índice esclerométrico (IE).

<b>Autor</b>	<b>Equação</b>	<b>Observações</b>	
Evangelista (2002)	$f_c = (0,033)IE^{2,02}$ $f_c = (0,007)IE^{2,477}$ $f_c = (0,0252)IE^{2,128}$	Gnaisse: 19 mm Gnaisse: 9,5 mm Traquito: 19 mm	11-53 MPa 10-46 MPa 8-49 MPa
Machado (2005)	$f_c = (0,026)IE^{2,044}$	Gnaise, Sienito: 19 mm	15-50 MPa
Câmara (2006)	$f_c = (1,8538) - IE - 25,126$ $f_c = (1,5881) IE - 17,423$	Granítica	20-50 MPa
Aydin e Saribiyik (2010)	$f_c = (11,612)IE - 52,033$	Calcário Britado	15-50 MPa
Qasrawi (2010)	$f_c = 1,353 IE - 17,393$	-	10-40 MPa
Joffily (2010)	$f_c = 2,4IE - 39,4$	-	25-45 MPa

Tabela 2.5- Equações propostas por diversos autores para a correlação entre resistência à compressão ( $f_c$ ) e penetração de pino ( $Lp$ ).

<b>Autor</b>	<b>Equação</b>	<b>Observações</b>	
Evangelista (2002)	$f_c = (-1,505) Lp + 92,05$ $f_c = (-1,287) Lp + 85,11$ $f_c = (-1,303) Lp + 83,31$	Gnaise: 19 mm Gnaise: 9,5 mm Traquito: 19 mm	11-53 MPa 10-46 MPa 8-49 MPa
Pinto <i>et al.</i> (2004)	$f_c = (41292)Lp^{-2,0981}$	-	40-15 Mpa
Machado (2005)	$f_c = (0,045)Lp^2 - 4,043 + 107$	Gnaise, Sienito: 19 mm	15-50 MPa
Câmara (2006)	$f_c = (-0,5192) Lp + 40,097$ $f_c = (-0,6886) Lp + 50,160$	Sim ao ar Cura Úmida	12-30 Mpa 12-25 Mpa
Joffily (2010)	$f_c = (-1,961) Lp + 90,336$ $f_c = (-0,4893) Lp + 49,902$ $f_c = (-0,4208) Lp + 39,367$	19 mm; $\alpha=51\%$ 9,5 mm; $\alpha=51\%$ 19 mm; $\alpha=48\%$	25-50 MPa

### 2.5.3 - Avaliação da resistência mediante extração de testemunhos

A extração e rompimento de testemunhos é o método mais usado na determinação da resistência à compressão da própria estrutura nos casos que se precise dirimir dúvidas sobre controle de aceitação, homogeneidade ou deterioração do concreto. A resistência dos testemunhos geralmente é menor que a obtida nos corpos-de-prova padronizados. Esta diminuição é atribuída não só a diferença das condições de cura e adensamento em relação aos corpos-de-prova padronizados, mas também aos danos gerados no processo de extração.

Outro tipo de informação que pode ser obtida dos testemunhos é a homogeneidade, compactidade do concreto, aderência em juntas de construção, deterioração do concreto e verificação de aderência de armaduras. Na Figura 2.34 (a) se apresenta o procedimento de extração e na Figura 2.34 (b) os tipos de testemunhos extraídos.



(a)



(b)

Figura 2.34- (a) Procedimento de extração de testemunhos. (b) Testemunhos extraídos

As microfissuras em um testemunho reduzem a resistência medida e sua presença tem sido usada para explicar a diferença de até 11% com o valor da resistência obtida em corpos-de-prova padrão (moldados). O processo deficiente da extração o manuseio indevido do testemunho podem causar microfissuras prejudiciais na avaliação da resistência (ACI 214.4R-03, 2003). Vieira (2007) atribui esta redução à deficiência das condições de cura da estrutura em relação aos corpos-de-prova padronizados curados úmidos, e, sobretudo aos danos causados pelo processo de extração. De acordo com Crespo e Gutiérrez (2008), a diferença de adensamento nas peças estruturais podem também gerar variabilidade no resultado de resistência obtido nos testemunhos. Testemunhos extraídos da parte inferior de muros ou pilares podem diferir em até um 15%-30% comparados com os extraídos da parte superior.

Com o intuito de explicar a diminuição da resistência em testemunhos o ACI 214.4R-03 (2003) cita que no processo de extração alguns agregados podem ser cortados e removidos durante o ensaio de compressão, devido à inexistência de uma camada externa de pasta de cimento, além de algumas ondulações que se podem apresentar no testemunho.

A seguir, serão comentados alguns dos fatores que interferem na análise de resistência à compressão dos testemunhos.

### 2.5.3.1 Diâmetro dos Testemunhos

Com a utilização de concretos de alta resistência e diminuição das seções dos elementos estruturais, se incrementa a dificuldade para extrair testemunhos com diâmetros de 10 cm, conforme o estabelecido na NBR 7680:2007, assim os testemunhos de menores diâmetros surgem como uma boa alternativa geométrica para extração entre as barras e pelo menor dano causado nas estruturas.

Existem dúvidas respeito à utilização de testemunhos de diferentes diâmetros. Embora haja um consenso de que as diferenças entre 100 e 150 mm são irrelevantes, não acontece o mesmo para testemunhos de 50 mm de diâmetro. De acordo com ACI 214.4R-10 (2010) estudos têm demonstrado que a razão entre a resistência média dos testemunhos de 50 mm e a resistência para testemunhos de 100 mm variaram entre 0,63 e 1,53, além indicaram que a resistência dos testemunhos de 50 mm de diâmetro apresentaram uma diminuição da resistência em 6% com respeito aos testemunhos de diâmetro de 100 mm.

Nikbin (2009) avaliou os resultados obtidos em testemunhos de 75 e 50 mm de diâmetro e determinou que não houve uma variação significativa em quanto aos valores de resistência a compressão e que comparados com os corpos-de-prova padrão apresentaram levemente diminuição na resistência. A diferença Pul (*et al.*, 2011) apresentaram uma diminuição na resistência medida nos testemunhos em 4% para os testemunhos de 75 mm de diâmetro e 30% para os testemunhos de 50 mm comparados com os corpos-de-prova moldados. O autor atribui este comportamento aos efeitos de corte e extração do testemunho. Na Figura 2.35 são representados os resultados obtidos.

Diversos autores afirmam que nos testemunhos de 50 mm, prevaleceram os efeitos dos danos causados pela extração e para os de 75 mm prevaleceram o efeito volume, ou seja, a menor probabilidade de terem pontos fracos. Viera (2007) confirmaram o aumento da dispersão com a redução do diâmetro de extração.

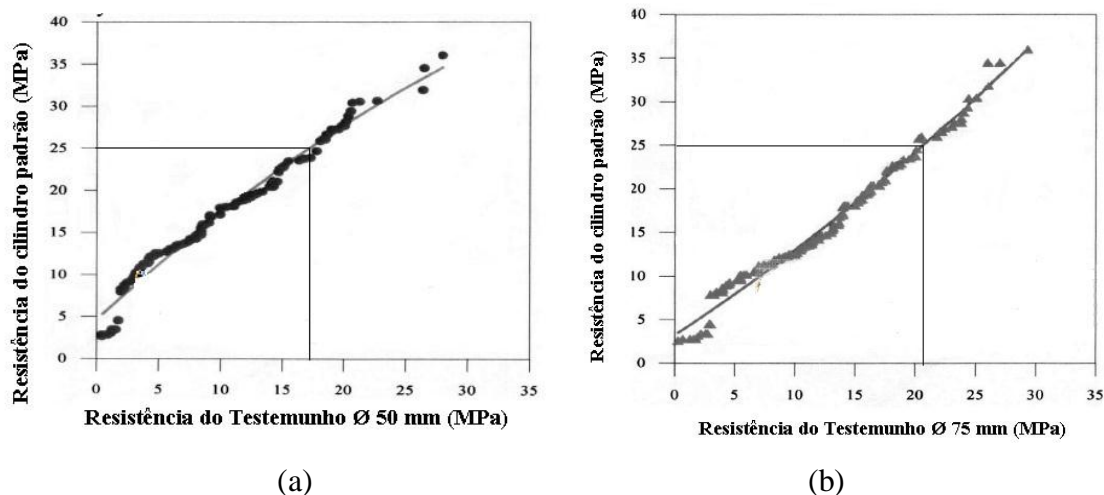


Figura 2.35- Correlação de resistência entre corpos-de-prova padrão e testemunhos de (a) 50 mm de diâmetro (b) 75 mm de diâmetro (PUL *et al.*, 2011).

Viera (2007), determinou da sua pesquisa a viabilidade de utilização dos testemunhos de diâmetros 75 mm, 50 mm e 25 mm na avaliação das estruturas de concreto, isoladamente, ou em conjunto com os de 100 mm de diâmetro, por meio da comparação da resistência à compressão entre corpos-de-prova moldados e os testemunhos; possibilitando a redução da quantidade deste último, maior rapidez de execução e em consequência a diminuição do custo das avaliações estruturais. Também essa utilização proporciona menores danos às estruturas, evita ou minimiza o corte de armaduras e permite o aumento da amostragem e facilmente a obtenção do índice de esbeltez igual a dois, eliminando um fator de variação nessas avaliações.

De acordo com Tuncan *et al.* (2006), quando as partículas de agregado são grandes em relação ao tamanho do testemunho os efeitos de qualquer agregado afrouxado pelo corte serão aumentados. A resistência de testemunhos decresce gradualmente a medida que o diâmetro máximo do agregado aumenta. Este efeito foi mais evidente nos testemunhos de 46 mm de diâmetro.

#### 2.5.3.2 Razão Altura/ diâmetro dos testemunhos (h/d)

Os pesquisadores e normas recomendam que as dimensões das amostras extraídas resultem em uma relação h/d entre 1 e 2, evitando sempre testemunhos com o valor de h/d menor que 1. Neville (1997) expõe que isto é porque para na razão h/d igual a dois o efeito dos

topos é eliminado. Para valores de h/d menores que 1,5, a resistência obtida aumenta rapidamente devido ao efeito de restrição dos pratos da prensa de ensaio e para valores de h/d maiores que 5, a resistência cai mais rapidamente, evidenciando-se o efeito de esbeltez.

As diferentes normas propõem fatores de correção nos casos que se apresente razões entre altura e o diâmetro inferior a dois, a seguir se apresenta a Tabela 2.6 onde se resume os valores de coeficientes de correção utilizados por diversas normas mostrando o decréscimo do fator ao se aproximar a dois.

Tabela 2.6- Fatores de correção devido à relação altura / diâmetro

NORMA	Razão h/d				
	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00
NBR 7680: 2007	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87
ASTM C – 42: 1990	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87
BS 1881: Part 120 (1983)	1,00	0,97	0,92	0,87	0,80
UNE 83302: 1984	1,00	0,98	0,96	0,94	0,90
LEM (2011)	1,00	0,97	0,96	0,94	0,89

Neville (1997) expõe que os concretos de resistência elevada são menos influenciados pelas variações das proporções dos corpos-de-prova, e também pela forma do corpo-de-prova; os dois fatores devem ser relacionados, pois é relativamente pequena a diferença entre as resistências de cubos e de cilindros com a relação h/d =1. A influência da resistência no fator de conversão tem significado prático no caso de concretos de resistência baixa, quando se ensaiam corpos-de-prova extraídos com relação altura/diâmetro menor que dois.

Tucan *et al.*(2007) em seu estudo de testemunhos de 46 mm e 69mm de diâmetro com relações h/d de 2,0; 1,75; 1,5; 1,25;1,0 e 0,75 confirmou o incremento da resistência com a diminuição da relação h/d, como ilustrado na Figura 2.36. Evidencia-se também o incremento considerável do valor da resistência de compressão nos dois tipos de testemunhos com relações h/d de 1,0 e 0,75.

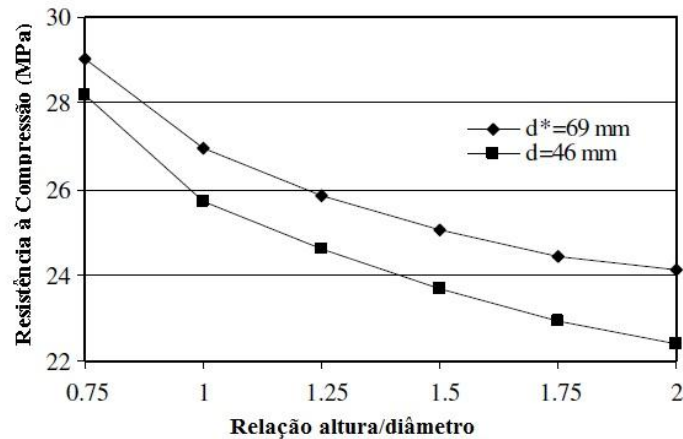


Figura 2.36- Tendência da resistência à compressão dos testemunhos com diferentes relações h/d.

### 2.5.3.3 Outras influências

Segundo a NBR 7680:2007 os testemunhos devem ser íntegros e não conter materiais estranhos ao concreto, tais como pedaços de madeira e barras de aço. Podem ser aceitos os testemunhos que contiverem armaduras na direção ortogonal (variando de 70° a 110°) ao seu eixo, mas a área da barra não deverá ultrapassar a 4% da área de seção transversal do testemunho. Não devem ser aceitos testemunhos que contenham barras de armadura cruzadas, dentro do terço médio da altura do testemunho, e quando necessário, devem ser eliminadas as barras de armadura dos testemunhos destinados ao ensaio de compressão reduzindo sua altura.

Assim pode-se apresentar uma redução da resistência em função da posição do aço, sendo este efeito tanto maior quanto mais distante o aço estiver do topo do testemunho.

A condição de umidade dos testemunhos irá influenciar na resistência. Um testemunho saturado tem um valor de 10-15% menor comparado com um testemunho seco. Assim é muito importante que a umidade do testemunho e do concreto da estrutura in loco sejam tidos em conta na determinação da resistência (BUNGEY, 1996).

Como resultado dos efeitos das camadas, tem sido observado que quando a extração é realizada na direção horizontal se obtém resultados de resistência menores (8%) que quando a extração é realizada verticalmente. Um razão é dado porque no primeiro caso a



extratora pode ser fixada no chão evitando movimento que possa gerar defeitos nos testemunhos como ondulações (NEVILLE, 2001).

A diferença do exposto anteriormente, Hydaradaya (2006) na sua pesquisa comparou duas amostras de testemunhos no intuito de determinar a influência da direção da extração em relação à concretagem, assim os resultados determinaram que este parâmetro não afeta os valores de resistência das amostras

NEVILLE (2001) admite que mesmo quando a extração é cuidadosamente executada e planejada o broqueamento causa um enfraquecimento entre as partículas do agregado gráúdo que ficam próximos às faces dos testemunhos, e podem ainda ocorrer microfissuras em função deste efeito dinâmico da extratora. O autor recomenda que sempre que possível deve-se testar mais de um testemunho.

A NBR 7680:2007 limita-se a recomendar cuidados na fixação do equipamento de extração, com o objetivo de não causar vibrações que possam danificar os testemunhos. O ACI 214.4R-03 (2003) recomenda que a resistência do testemunho seja corrigida multiplicando-a pelo fator de correção de 1,06, considerando que este fator pelo dano devido ao broqueamento, as microfissuras e o corte do agregado.

Hydaradaya (2006) concluiu da sua pesquisa que os testemunhos apresentaram resistências à compressão médias inferiores às dos corpos-de-prova padronizados, e a razão entre as resistências à compressão médias dos corpos-de-prova de referência, e dos subgrupos de testemunhos, os quais possuíam relação altura diâmetro igual a 2,0, extraídos paralelamente e normal à direção da concretagem, foram iguais a 1,05.

Por outra parte, Vieira (2007) determinou na sua pesquisa a relação entre as resistências de corpos-de-prova e dos testemunhos que corresponde ao coeficiente de correção devido ao broqueamento, com valor médio de 1,07.

Pelo exposto anteriormente cabe mencionar que, ainda que este método seja o de maior confiabilidade para avaliação da resistência na estrutura, ele é influenciado por diferentes fatores, entre estes: dimensão dos testemunhos, presença de armadura, danos causados no processo de extração, além das condições de ruptura do testemunho. As mesmas devem

realizar-se conforme o ensaio de resistência à compressão dos corpos-de-prova padronizados na NBR 5738: 2003 como foi exposto no capítulo anterior. Antes da realização do ensaio as bases dos testemunhos devem ser preparadas por meio de retificação ou capeamento, de modo que se torne em superfícies planas e perpendiculares ao eixo do corpo-de- prova. Os testemunhos devem ser estocados no mínimo durante 48h antes da ruptura em local com umidade relativa do ar acima de 50%. Ainda, de acordo com a NBR 7680:2007, se o concreto do lote em exame estiver ou vier a ficar em contato com água, os testemunhos devem ser rompidos na condição saturado superfície seca.

### **3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL**

No intuito de estimar a resistência à compressão por meio de ensaios não destrutivos e extração de testemunhos de 75 mm e 50 mm de diâmetro, o programa experimental englobou o estudo de diferentes composições de concretos produzidos no laboratório e coletados numa central de concreto.

Os concretos produzidos no laboratório foram de 30, 40 e 50 Mpa de acordo com a classificação por grupos de resistência recomendada pela NBR 8953:2009, e para idade de ensaio de 7 e 28 dias. Os agregados miúdos, graúdos, cimento, escória e os parâmetros de mistura utilizados na produção dos concretos foram definidos a partir de um estudo de dosagem preliminar realizado no Laboratório de Ensaio de Materiais (LEM/UnB).

Na central foram coletadas amostras de diferentes traços, obtidas de caminhões betoneiras, os agregados e tipo de cimento utilizados nestes concretos foram similares aos empregados nos estudos do laboratório.

A Figura 3.1 e 3.2 apresentam de forma esquemática, as etapas que se seguiram no desenvolvimento deste estudo. As definições de ensaio foram tomadas com base nas normas e nos diferentes estudos realizados por outros pesquisadores.

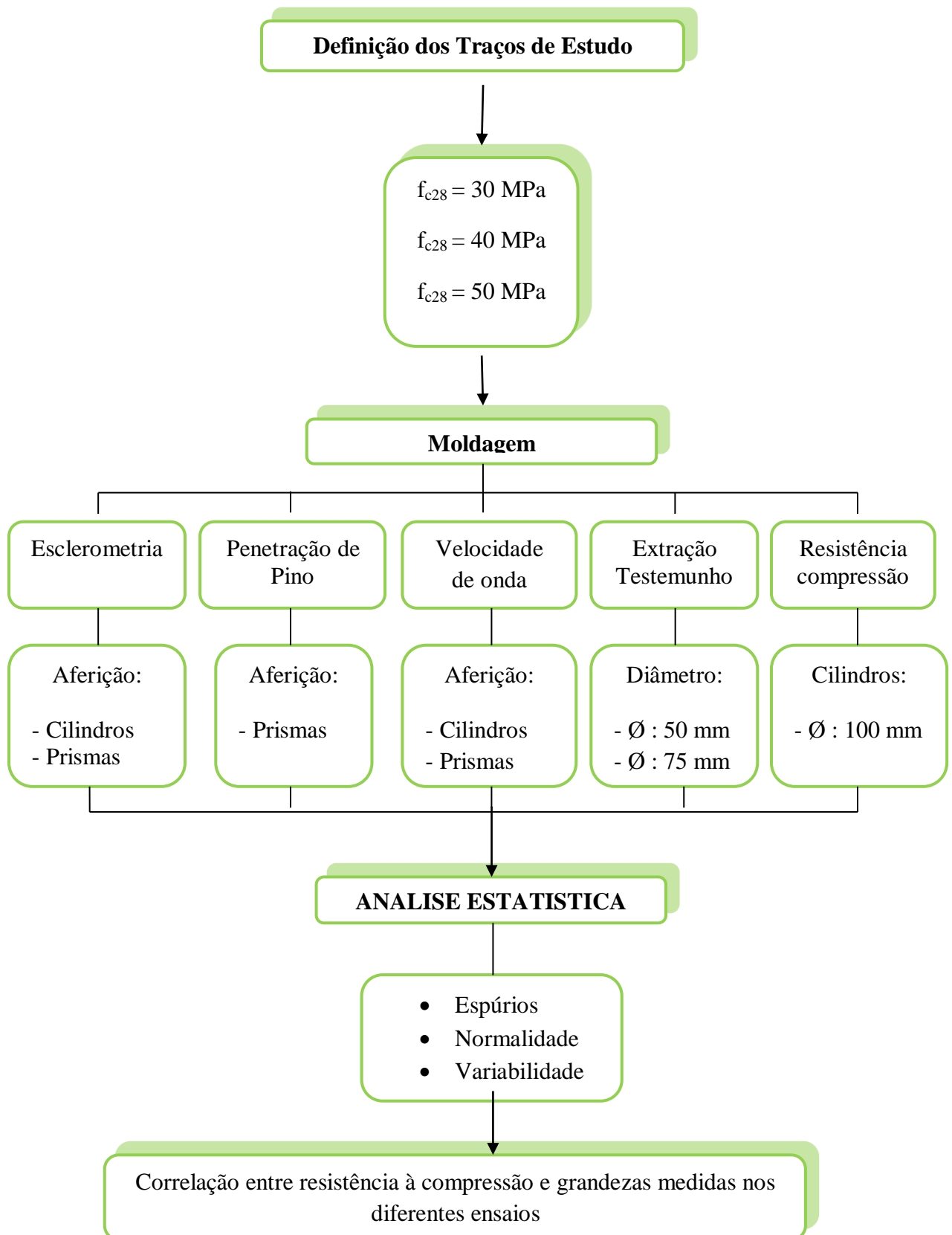


Figura 3.1- Diagrama das etapas do programa experimental realizado no laboratório

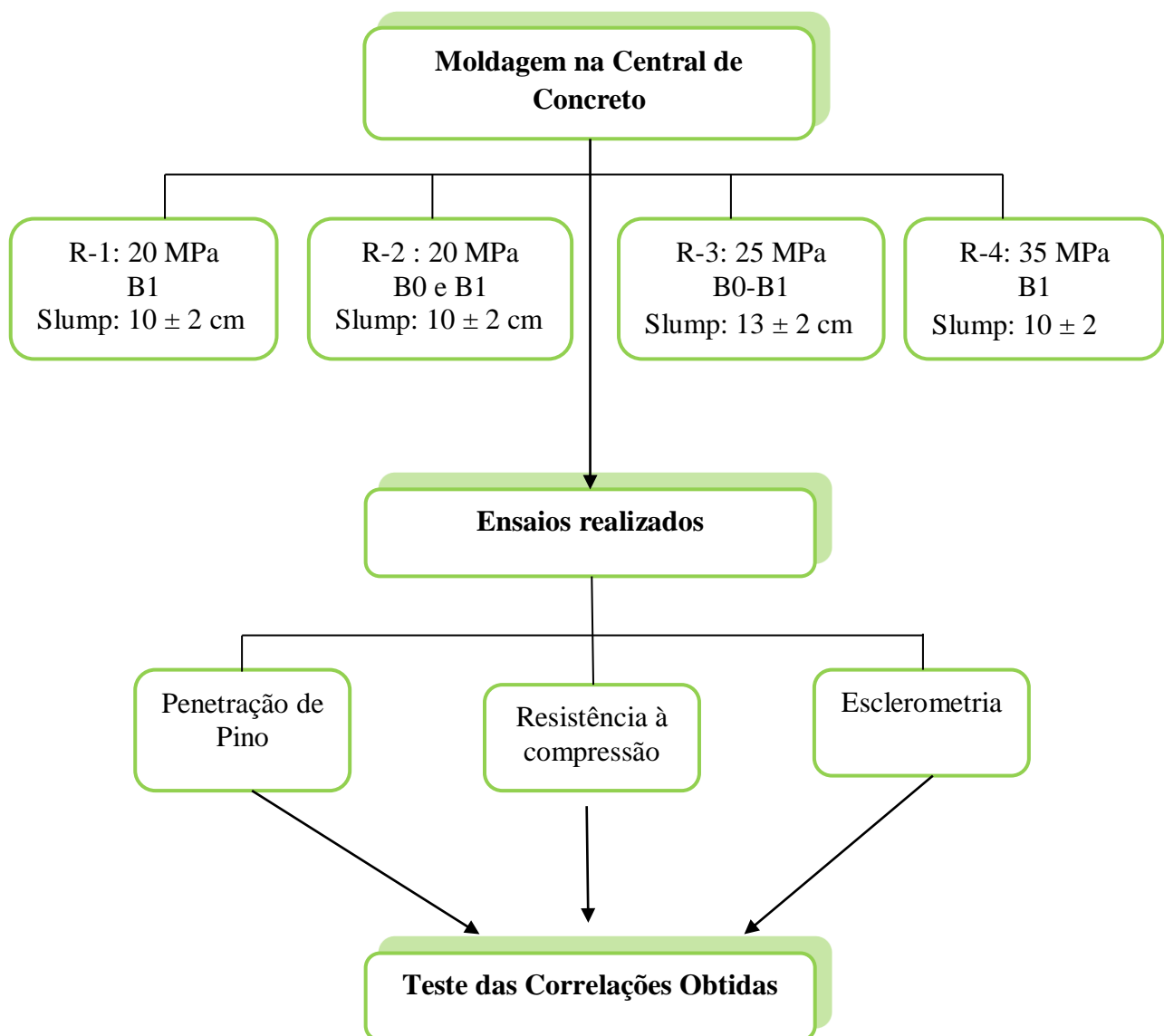


Figura 3.2- Diagrama das etapas do programa experimental realizado na central de concreto

### 3.1 - CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados para elaboração dos concretos estudados foram cimento, escoria, agregados graúdos (Brita 0, Brita 1), agregados miúdos (areia de jazida e areia artificial), água e aditivo polifuncional, fornecidos por uma central de concreto, tentando produzir concretos similares aos comercializados em Brasília.

### 3.1.1 - Cimento e Escoria

Foi utilizado como material aglomerante cimento Portland CP V ARI (alta resistência inicial), Ciplan e escoria de alto-forno, sendo os mesmos usados na central de concreto. As amostras foram recolhidas de um silo e armazenadas em sacos plásticos. As propriedades físico-químicas do cimento e da escoria encontram-se na Tabela 3.1, que apresentou todos os resultados dentro dos limites estabelecidos na norma NBR 5733:1991.

Tabela 3.1- Análise físico-química do cimento CPV ARI e escoria de alto-forno

Ensaio		CPV ARI	Limites de Norma NBR 5733	Ensaio		Escoria de alto-forno
Físicos e mecânicos	#200 (%)	0,2	<6,0	Físicos	#325 (%)	9,2
	#325 (%)	3,3	-		Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	374
	Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	6003	>3000		Resistência Ferret (MPa)	7,3
	Início de pega (min)	175	>60	Químicos	Perda ao fogo (%)	2,50
	Final de pega (min)	252	<600		SiO <sub>2</sub> (%)	37,90
	fc 1 dia (MPa)	26,9	>14,0		MgO (%)	4,90
	fc 3 dias (MPa)	36,0	>24,0		CaO (%)	36,05
	fc 7 dias (MPa)	41,3	>34,0		Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	13,56
fc 28 dias (MPa)	47,0	-	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>		1,18	
Químicos	Perda ao fogo (%)	1,54	4,50	IB	1,44	
	SO <sub>3</sub> (%)	4,02	3,50	RI	2,05	
	MgO (%)	5,09	6,50			

### 3.1.2 - Agregado Graúdo

Os agregados graúdos (rocha calcária) foram fornecidos pela central de concreto e submetidos aos ensaios de determinação da composição granulométrica, material pulverulento e índice de forma, conforme as respectivas normas, NBR NM 248:2003, NBR NM 46: 2003 e NBR 7809:2006.

Os resultados do ensaio de determinação da composição granulométrica, realizado encontram-se resumidos na Tabela 3.2, com os dados da porcentagem de massa retida acumulada, dimensão máxima do agregado e módulo de finura. Na mesma tabela, é apresentado o índice de forma, massa específica e o material pulverulento.

Tabela 3.2- Granulometria, índice de forma, material pulverulento e massa específica dos agregados graúdos.

<b>Peneiras (mm)</b>	<b>B1 % Retida Acumulada</b>	<b>B0 % Retida Acumulada</b>	<b>B1-B0 % Retida Acumulada</b>
25	0	0	0
19	11	0	6
12,5	79	0	45
9,5	92	6	55
6,3	98	40	73
4,8	100	71	88
2,4	100	96	98
1,2	100	99	99
0,6	100	100	100
0,3	100	100	100
0,15	100	100	100
Fundo	100	100	100
Diâmetro máx.(mm)	19	9,5	19
Modulo de Finura	7,03	5,72	6,24
Material Pulverulento (%)	1,40	2,10	1,82
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	2,74	2,72	2,73
Índice de Forma	3	--- (1)	

(1) O ensaio é utilizado somente para agregados graúdos com dimensão máxima característica maior que 9,5 mm.

Os agregados graúdos Brita 0 e Brita 1 foram dosados em proporções de 60% e 40% respectivamente, proporções determinadas na dosagem preliminar e usada na central de concreto que permitem obter uma mistura que atende com a distribuição granulométrica expressa na NBR 7211:2005.

Observa-se que os agregados graúdos Brita 1 e Brita 0 se enquadram nas zonas granulométricas 9,5/25 e 4,75/12,5 respectivamente, estabelecidas pela norma.

### 3.1.3 - Agregado Miúdo

Os agregados miúdos também fornecidos pela central de concreto são de origem calcária e quartzito. Os ensaios realizados na areia artificial e areia de jazida foram:

Composição Granulométrica, Material Pulverulento e Massa Especifica conforme as normas, NBR NM 248:2003, NBR NM 46: 2003 e NBR NM 52: 2003 respectivamente. Na Tabela 3.3 apresenta-se os resultados do ensaio supracitados para as duas areias estudadas.

Tabela 3.3- Composição granulométrica, material pulverulento e massa específica dos agregados miúdos.

<b>Peneiras (mm)</b>	<b>Artificial % Retida Acumulada</b>	<b>Jazida % Retida Acumulada</b>	<b>Art - Jazida % Retida Acumulada</b>
25	0	0	0
19	0	0	0
12,5	0	0	0
9,5	0	0	0
6,3	0	0	0
4,8	0	1	0
2,4	21	1	17
1,2	53	2	44
0,6	75	3	62
0,3	88	20	75
0,15	96	80	93
Fundo	100	100	100
Diâmetro máx.(mm)	2,4	0,6	2,4
Modulo de Finura	3,33	1,07	2,4
Material Pulverulento (%)	2,67	4,85	3,61
Massa Especifica (g/cm <sup>3</sup> )	2,72	2,63	2,68

As duas areias ensaiadas se encontra dentro das zonas granulométricas utilizáveis de acordo com a norma NBR 7211:2005, assim como a mistura das duas na proporção de 57% de areia artificial e 43% de areia de jazida, com exceção da peneira 0,60 mm, onde a porcentagem de massa retida acumulada ficou 6% abaixo do limite inferior da zona utilizável.

Com relação ao material fino que passa através da peneira 75 µm por lavagem, ou seja, material pulverulento, as duas areias apresentaram porcentagem inferior ao limite de norma que é de 5% para concretos protegidos do desgaste superficial.



### 3.1.4 - Aditivo

Em todos os concretos foi utilizado um aditivo plastificante polifuncional (marca Mastermix®), sob o nome comercial de Bf-10. Neste trabalho utilizou-se um teor 0,6% sobre a massa de cimento, dosagem recomendada por o fabricante. A Tabela 3.4 apresenta algumas características do aditivo utilizado.

Tabela 3.4- Propriedades do Aditivo.

<b>Propriedades</b>	<b>Mastermix® BF-10</b>
Densidade a 20°C (Kg/dm <sup>3</sup> )	1,170-1,210
Teor de sólidos (%)	38-42%
PH a 20°C	7-9
Aparência	Líquida- castanho escuro

### 3.2 - COMPOSIÇÃO DOS CONCRETOS ESTUDADOS

Os concretos com resistência de 30, 40 e 50 MPa foram produzidos em laboratório com o objetivo de avaliar a resistência do concreto e estabelecer as correlações propostas com os ensaios não destrutivos e a extração de testemunhos. Os outros concretos fornecidos pela mesma central de concreto que ministrou os materiais usados no laboratório foram avaliados com objetivo de testar as curvas obtidas no estudo de laboratório.

É importante considerar que as condições de produção, transporte, adensamento e cura são diferentes para os ensaios realizados no laboratório e na central de concreto.

O método de dosagem utilizado foi o EPUSP/IPT, descrito no Manual de Dosagem e Controle do Concreto de Helene e Terzian (1993).

As proporções do agregado graúdo e miúdo foram mantidas para a elaboração das três misturas sendo, Brita 1 e Brita 0, 40% e 60% respectivamente ; 57% de areia artificial e 43% de areia de Jazida.

A Tabela 3.5 apresenta os traços e parâmetros de mistura empregados no estudo dos concretos produzidos no laboratório das séries T-30, T-40 e T-50 com resistências à compressão de 30, 40 e 50 MPa respectivamente.

Tabela 3.5- Traços e parâmetros de mistura empregados no estudo.

Série	Traço <sup>1</sup>	a/c	Abatimento (cm)	$\alpha$ (%)	m (Kg/Kg)	H (%)	Cimento (Kg/m <sup>3</sup> )	Aditivo <sup>2</sup> (ml)
T-30	1:1,78:1,34:2,11:1,40	0,72	8,93	54%	6,63	9,44	279	1674
T-40	1:1,37:1,03:1,74:1,16	0,60	9,50	54%	5,30	9,52	340	2040
T-50	1:1,07:0,81:1,47:0,98	0,51	9,50	54%	4,33	9,57	405	2430

1- Composição do traço apresentado está na ordem material aglomerante: areia de jazida: areia artificial: brita

2- O consumo de aditivo utilizado foi de 0,6% sobre massa do cimento.

Onde,

a/c: relação água/aglomerante,

$\alpha$ : teor de argamassa,

C: consumo de material aglomerante/m<sup>3</sup> de concreto

m: relação agregado/aglomerante

H: relação água/materiais secos

A partir desses parâmetros foi elaborado o diagrama de dosagem correspondente (ver Figura 3.3) que pode de ser utilizado como referência nos estudos de dosagem que utilizem materiais semelhantes ao usados nesta pesquisa.

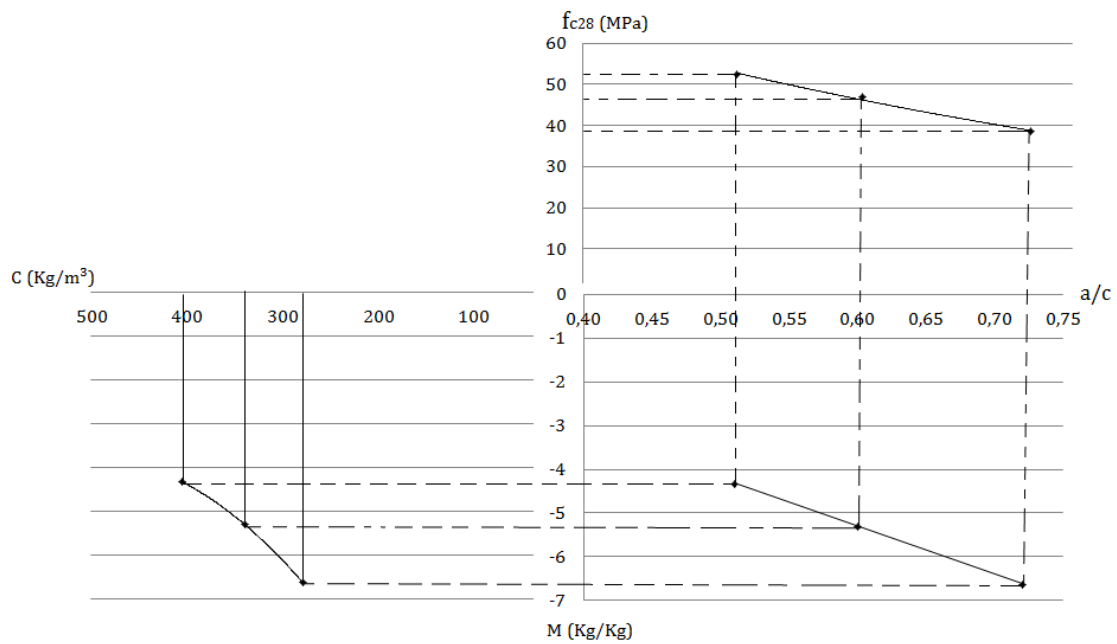


Figura 3.3 - Diagrama de dosagem obtido do estudo no laboratório.

Sendo que a relação água/aglomerante explica a maioria das variações da resistência à compressão do concreto, o uso deste diagrama obtido experimentalmente demonstra sua vantagem na determinação rápida de traços com teores de argamassa e características de trabalhabilidade adequadas às necessidades de obra.

Pode-se verificar na Figura 3.4 e pela Tabela 3.5 supracitada que a variação da composição entre os três traços padrões para obtenção de diferentes resistências ocorre da seguinte forma: da série T-30 para a T-40 aumenta o consumo de cimento e diminui a quantidade de agregado miúdo, mantendo-se quase constante a quantidade de agregado graúdo. Do T-40 para o T-50, o aumento de resistência é obtido pelo maior consumo de cimento e redução da quantidade de agregado miúdo mantendo constante o conteúdo de agregado graúdo.

Nas três séries se evidencia o consumo de água constante, já que foi fixado o abatimento de tronco de cone em  $10 \pm 2$  cm.

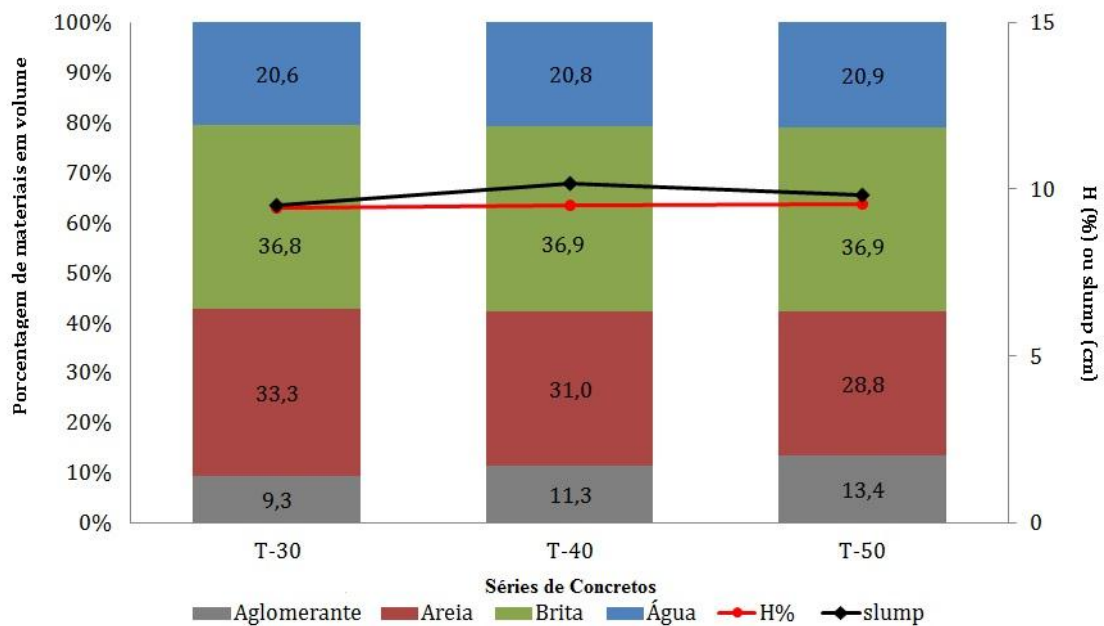


Figura 3.4- Composição em volume e parâmetros – traços padrões.

### 3.3 - MOLDAGEM E CURA DOS CORPOS-DE-PROVA

Antes de realizar a moldagem dos corpos-de-prova (cilindros e prismas) foi determinada a consistência do concreto por meio do ensaio de abatimento de tronco de cone segundo a NBR NM67:1998.

Para cada série de concreto produzidos em laboratório foram moldados 24 cilindros de 10 cm x 20 cm e 3 prismas de 30 cm x 30 cm x 40 cm, de acordo com a NBR 5738 : 2008. Nos cilindros se realizaram os ensaios de velocidade de onda ultrassônica, esclerometria e resistência a compressão nas idades de 7 e 28 dias. Nos três prismas foram realizados os ensaios de esclerometria e velocidade de onda ultrassônica, em dois deles penetração de pino e no outro prisma a extração de testemunhos. Os testemunhos foram ensaiados 24 horas depois de ser extraídos, com o intuito de eliminar a água da superfície procedente do processo de extração. Os diferentes corpos-de-prova utilizados são apresentados na Figura 3.5.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.5- Corpos-de-prova utilizados para a realização dos diferentes ensaios:  
(a) cilindros, (b) prismas e (c) testemunhos.

Para todas as séries de concreto foram adotados dois tipos de cura. Os cilindros se submeteram à cura úmida até dois dias antes da idade do ensaio e os prismas à cura úmida por 7 dias e posteriormente cura ao ar no interior do laboratório. A desforma dos cilindros e dos prismas ocorreu na idade de 7 dias.

### **3.4 - DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS A REALIZAR**

Na sequência é apresentada as rotinas de ensaio para resistência à compressão, velocidade de onda ultrassônica, esclerometria, extração e rompimento de testemunhos de acordo com as respectivas normas Brasileiras. Para a execução do ensaio de penetração de pino foi adotada a norma americana ASTM C803 (2003) e o procedimento desenvolvido na pesquisa de Joffily (2010).

### 3.4.1 - Ensaio de resistência à compressão

O ensaio de resistência à compressão foi realizado em cilindros de 10 cm x 20 cm de acordo com a NBR 5739: 2007 nas idades de 7 e 28 dias sendo que para cada idade foram ensaiados 9 e 15 cilindros respectivamente, moldados no laboratório.

Em todos os cilindros foi utilizado o capeamento com almofada de neoprene confinado, de 10 cm de diâmetro e 0,10 cm de espessura com dureza de 68 shore A. A almofada esta confinada num disco metálico rígido,

Apesar deste sistema de capeamento não ser normalizado pela Associação de Brasileira de Normas Técnicas ele é amplamente utilizado e já existe bibliografia suficiente para garantir compatibilidade desse procedimento com os tradicionais. A almofada de neoprene confinada enquadra-se nos capeamentos não colados.

Destaca-se que a norma Americana ASTM 1231: 2000 – *Standard Practice for Use of Unbonded Caps in the Determination of Compressive Strength of Hardened Concrete Cylinders*, prevê as limitações quanto à carga aplicada, espessura, procedimentos e número de reutilizações de cada almofada, como expresso na Tabela 3.6.

Tabela 3.6- Dureza e número de usos do neoprene (modificado ASTM1231:2000).

<b>fc (MPa)</b>	<b>Dureza Neoprene</b>	<b>Ensaio Classificação</b>	<b>Número de Usos (Máximo)</b>
10 - 40	50	Nenhum	100
17 - 50	60	Nenhum	100
28 - 50	70	Nenhum	100
50 - 85	70	Requerido	50
>85	-	No permitido	-

A prensa utilizada foi de marca Toni, classe 1 e capacidade de 100 toneladas com medidor digital de carregamento com indicador de pico marca Dinateste do Laboratório de Ensaio de Materiais LEM/UnB. O ensaio foi realizado procurando manter uma velocidade de carregamento da ordem de 0,50 MPa/s de acordo com a norma brasileira NBR 5739:2007.

#### 3.4.1.1 - Procedimento adotado para obtenção do valor de resistência à compressão

Os valores de resistência à compressão de cada cilindro ensaiado foram obtidos dividindo-se a carga da ruptura pela área da seção transversal. Assim foi calculada a média aritmética dos resultados para cada idade excluindo os valores que se afastaram três ou mais desvios-padrão da média. A rotina da realização do ensaio se apresenta a seguir na Figura 3.5.



Cilindros retirados da câmara úmida



Medida de diâmetro e comprimento



Determinação da massa do cilindro



Capecamento com almofada de neoprene confinada



Execução do ensaio



Ruptura do cilindro

Figura 3.6- Rotina do ensaio de resistência à compressão de cilindros utilizando almofada de neoprene confinada.

### **3.4.2 - Ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas**

Neste ensaio foi utilizado o equipamento portátil (James Instrument INC®) com transdutores de 50 mm diâmetro e frequência de 54KHz. Para garantir o perfeito contato entre os transdutores e a superfície do corpo-de-prova foi utilizado um material de acoplante tipo gel. Conforme a norma NBR 8802:1994 e NM 58 (1996) as superfícies dos corpos-de-prova foram desbastadas com uma pedra abrasiva (carborundum) com o objetivo de eliminar qualquer tipo de interferência (superfície rugosa, suja ou com partículas de agregado salientes) no contato com os transdutores. Os cilindros foram retirados de câmara úmida 24 horas antes da realização do ensaio na procura de manter a mesma umidade em todos eles.

O ensaio foi realizado em cilindros na idade de 7 dias e 28 dias para cada série de concreto. Nos 3 prismas o ensaio foi realizado na idade de 28 dias. As medições do tempo de percurso da onda através do concreto foram realizadas ao longo do comprimento dos diferentes corpos- de-prova, empregando-se assim a denominada transmissão diretas entre os transdutores (emissor e receptor).

#### **3.4.2.1 - Procedimento adotado para obtenção de velocidade de onda ultrassônica**

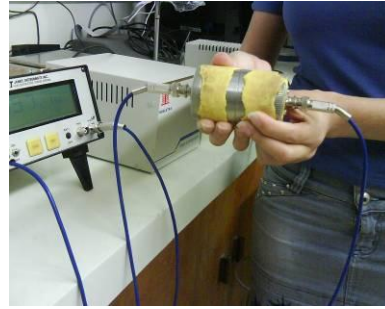
Em cada cilindro foram realizadas 4 medições do tempo de percurso da onda entre os transdutores e nos primas, e nos prismas 2 medições. Uma vez obtido o tempo de percurso da onda, para cada um dos corpos-de-prova, calculou-se a velocidade de onda ultrassônica, obtida pela média aritmética das velocidades dos corpos-de-prova ensaiados (Anexo C).

Foram adaptados suportes de madeira com o objetivo de diminuir a variabilidade entre leituras num mesmo corpo-de-prova devido às diferenças de pressão exercida nos transdutores (no momento de ser acoplados na superfície), e de padronizar a leitura no mesmo ponto do corpo-de-prova, como observado na Figura 3.6. Também foi necessário secar as superfícies tornadas úmidas pelo uso do acoplante (gel), depois de obtida cada leitura, com o intuito de realizar o ensaio sempre nas mesmas condições.





Ultra-som James Instrument



Calibração do equipamento



Leituras do tempo em cilindros



Leituras do tempo em prismas

Figura 3.7- Rotina do ensaio de velocidade de onda ultrassônica.

### 3.4.3 - Ensaio do índice esclerométrico

Neste ensaio foi utilizado o esclerômetro de reflexão marca Proceq® com energia de percussão de 2,207 Nm, e um intervalo de medição de 10 - 70 N/mm<sup>2</sup>.

Conforme a NBR 7584:1995 e NBR NM 78: 1996, antes de cada ensaio foi efetuada a calibração do esclerômetro empregando-se para tal uma bigorna de aço, realizando 10 leituras, sendo que o esclerômetro era considerado apto para uso quando nenhuma das leituras situava-se fora do intervalo estabelecido pelo fabricante (77). Após as 10 leituras foi calculado o coeficiente de correção (K).

As leituras foram realizadas em cilindros na idade de 7 e 28 dias para cada série de concreto. O cilindro foi fixado na prensa com um carregamento de 1000 Kg para evitar a movimentação do mesmo durante a execução da esclerometria e posteriormente submetido ao ensaio de resistência à compressão. Em todos os ensaios realizados, as medições foram efetuadas com o esclerômetro na posição horizontal. Nos prismas o ensaio foi realizado na posição vertical (todas as leituras foram convertidas à horizontal por meio das curvas de calibração do esclerômetro) em todas as faces depois de ser submetidas a um acabamento

superficial com uma pedra abrasiva para eliminar irregularidades e asperezas, como dispõe a norma supracitada.

### 3.4.3.1 - Procedimento adotado para obtenção de índice esclerométrico

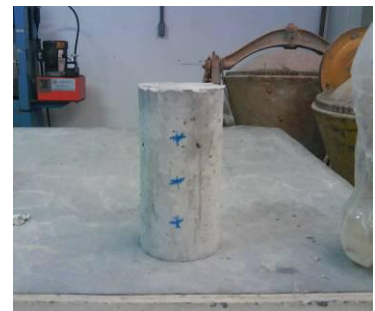
A Figura 3.7 ilustra a rotina seguida para a obtenção do índice esclerométrico nos cilindros e nos prismas. Nos cilindros foram realizadas 9 leituras de índice esclerométrico, três em cada uma das três geratrizes escolhidas. Estas geratrizes distaram  $120^\circ$  entre si. O índice esclerométrico nos prismas foi efetuado em cada uma das faces por meio de uma malha de 16 pontos por face, distantes entre si 30 mm. Uma vez obtido o valor de índice esclerométrico, calculou-se o valor de índice esclerométrico efetivo, multiplicando-se índice esclerométrico por coeficiente de correção obtido na bigorna de calibração (K).



Esclerômetro de reflexão Proceq®



Calibração do equipamento com a bigorna



Marcação das 3 geratrizes do cilindro



Fixação do cilindro com carregamento de 1000 Kg



Medição do índice esclerométrico no cilindro



Medição do índice esclerométrico no prisma

Figura 3.8- Rotina do ensaio de índice esclerométrico em cilindros e prismas.

### **3.4.4 - Ensaio de penetração de pinos**

Para a realização do ensaio de penetração de pino adotou-se a norma norte-americana ASTM C803 (2003) e o método desenvolvido por Joffily (2010). Os equipamentos e acessórios utilizados no ensaio foram: pistola marca Walsywa®, cartucho calibre 22 curto, pino liso (com diâmetro de 6,35 mm e comprimento de 55 mm).

O método de Joffily (2010) considera a distância entre os disparos de 20 cm e uma potência da pistola baixa que corresponde a uma profundidade de 4,75 cm dentro do cano da pistola.

Foram ensaiada as 6 faces de cada prisma (30 cm x 30 cm x 40cm) aos 28 dias. Os disparos foram realizados sempre com a face ensaiada voltada para cima. Assim o prisma sempre era reposicionado de tal forma que a face a ser ensaiada se encontrasse voltada para cima. Antes de realizar o ensaio de penetração de pino foram feitos os ensaios de esclerometria em cada fase e velocidade de onda ultrassônica.

#### **3.4.4.1 - Procedimento adotado para obtenção de penetração de pino**

Na Figura 3.8 se ilustra a rotina de ensaio seguida na obtenção de penetração de pino. No prisma foram feitas duas penetrações, por face, espaçadas em 20 cm e 10 cm das bordas, nas faces de 30 cm x 40 cm, e uma penetração centrada nas faces de 30 cm x 30 cm para um total de 10 disparos por prisma. A seguir, media-se com um paquímetro (com precisão de 0,1 mm) e auxílio de um disco de aço, o comprimento do pino exposto.

Em cada pino foram efetuadas 2 medições e então calculada a média do comprimento exposto, que ao final era subtraído do comprimento total do pino, trabalhando-se sempre com o comprimento cravado do pino.

Foram considerados dados espúrios quando o pino disparado não penetrou devido a presença de alguma partícula de agregado graúdo ou quando o pino cravou excessivamente devido a uma falha de concretagem (vazio). Além disso, utilizou-se o critério da ASTM C803 (2003), o qual coloca que para valores de penetração de pino com diferenças (entre

eles) maiores do que 8,4 mm ( $D_{\text{máx}} < 25$  mm) ou 11,7 ( $D_{\text{máx}} < 50$  mm) para um mesmo ensaio deve-se descartar o valor mais distante da média, recalculando a mesma.



Pistola Walsywa® e acessórios



Localização do pino no interior da pistola



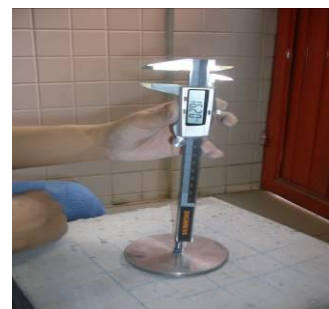
Posicionamento da pistola no prisma



Disparo do pino na fase do prisma



Prisma ensaiado nas diferentes fases



Leitura da penetração do pino



Pino cravado no agregado



Pino cravado sobre vazio

Figura 3.9- Rotina do ensaio de penetração de pino em prismas.

### **3.4.5 - Extração e rompimento de testemunhos**

A rotina de execução do ensaio é ilustrada na Figura 3.10. Foram extraídos 4 testemunhos de 75 mm e 9 de 50 mm de cada prisma, por série, na idade de 28 dias. A extração foi ortogonal à direção da moldagem. Foram definidos os pontos onde se procedeu à extração dos testemunhos. Considerando todas as recomendações expostas na norma NBR 7680:2007, na extração dos testemunhos foi utilizada uma extratora rotativa de coroa diamantada com duas sondas (82 mm e 58 mm de diâmetro nominal), sob refrigeração de água.

Após a extração dos testemunhos foram cortados usando serra diamantada com o objetivo de manter uma relação de esbeltez altura / diâmetro igual a 2, além de se regular as faces do testemunho por meio de retificação, resultando em faces planas, paralelas e normais ao seu eixo vertical.

Os testemunhos depois de extraídos foram mantidos durante 48 horas no ambiente do laboratório. Antes de serem submetidos ao ensaio de resistência à compressão foi determinada a massa específica aparente do concreto por pesagem e medições dos testemunhos..

#### **3.4.5.1 - Procedimento adotado para obtenção da resistência à compressão de testemunhos**

A ruptura dos testemunhos deve atender a metodologia constante da NBR 5739:2007 de ensaio de resistência à compressão. Os resultados dos testemunhos, obtidos diretamente do ensaio, correspondem à divisão da carga de ruptura pela área da seção transversal do testemunho efetuando-se as correções relativas a relações altura/diâmetro menores do que dois conforme explica a NBR 7680:2007.





Fixação da extratora no chão



Processo de Extração



Testemunhos de 75mm e 50 mm de diâmetro



Corte dos testemunhos  $h/d=2$ .



Retificação dos topos



Secos a temperatura ambiente durante 48 h.



Caracterização dos testemunhos



Ensaio de Resistência à compressão



Ruptura tipo de um testemunho

Figura 3.10- Rotina do ensaio de extração e rompimento de testemunhos.

### 3.4.6 - Ensaio complementar de absorção por imersão

Para execução do ensaio de absorção por imersão foram obtidas amostras a partir de testemunhos extraídos dos prismas, de acordo com NBR 9778:1987. Depois de ser determinada a massa das amostras secas em estufa, procedeu-se à imersão em água durante 72 horas, considerando que nas primeiras 4 horas a amostra deve ser mantida 1/3 de seu volume imerso, 2/3 nas 4 horas subsequentes e totalmente imerso nas 64 horas restantes, sendo registrada a massa das amostras em cada intervalo de tempo. Na sequência se apresenta a Figura 3.11 que descreve a rotina do ensaio.



Testemunhos submetidos a secagem em estufa



Imersão de 1/3 do volume dos testemunhos



Imersão total dos testemunhos



Determinação da massa depois de 72h de imersão

Figura 3.11- Rotina do ensaio de absorção por imersão.

### 3.5 - ESTUDO REALIZADO NA CENTRAL DE CONCRETO – TESTE DAS CORRELAÇÕES

As composições dos cinco concretos dosados na central (que utilizaram matérias similares aos utilizados no estudo de laboratório) e que foram avaliados no presente estudo são apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7- Traços e consumo de materiais utilizados em massa/m<sup>3</sup> de concreto.

Série	f <sub>ck</sub> (MPa)	Traço <sup>1</sup>	Aglomerante (Kg)	A. Jazida (Kg)	A.Artificial (Kg)	Brita 0 (Kg)	Brita 1 (Kg)	Água (l)	Aditivo (l)
R-1	20	1:1,61:2,14:3,82	261	420	558	0	997	185	1
R-2	20	1:1,34:1,77:1,86:1,24	292	391	516	543	362	233	2
R-3	25	1:1,21:1,55:1,64:1,08	328	396	509	538	355	131	2
R-4	35	1:0,91:1,14:2:38	302	276	343	0	720	100	2

1-Composição do traço apresentado está na ordem material aglomerante: areia de jazida: areia artificial: brita.

Na central de concreto foram coletadas amostras provenientes de caminhões betoneira antes de sair para as respectivas obras, como apresentado na Figura 3.12. Antes de moldar os cilindros e prismas foi determinada a consistência por meio do ensaio de abatimento de tronco de cone de acordo com a NBR NM 67: 1998. Os cilindros foram submetidos à cura úmida durante 28 dias e os prismas à cura úmida durante 7 dias e posteriormente à cura ao ambiente na central. Os ensaios realizados nos corpos-de-prova moldados (prismas e cilindros) na central foram: esclerometria, penetração de pino e resistência à compressão.





Coleta das amostras do caminhão betoneira



Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone



Adensamento manual nos corpos-de-prova



Cilindros e prismas moldados

Figura 3.12- Rotina de coleta de amostras e moldagem de corpos-de-prova na central de concreto

## **4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO**

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de resistência à compressão em corpos-de-prova (cilindros e prismas) e testemunhos, velocidade de onda ultrassônica, esclerometria e penetração de pino, obtidos no desenvolvimento do programa experimental. Apresenta-se, ainda, uma análise da variabilidade dos valores médios obtidos em cada ensaio e posteriormente as curvas que correlacionam a resistência à compressão com as grandezas medidas nos ensaios não destrutivos.

### **4.1 - ANÁLISE DOS RESULTADOS E SUA VARIABILIDADE**

A seguir serão apresentados os valores médios obtidos em cada um dos ensaios realizados (resistência à compressão em cilindros e testemunhos, velocidade de onda ultrassônica, esclerometria e penetração de pino) assim como sua variabilidade representada por meio do desvio padrão e coeficiente de variação. Além é apresentada graficamente a distribuição dos resultados.

#### **4.1.1 - Ensaio de resistência à compressão em cilindros ( $f_{cj}$ )**

Os valores obtidos para cada corpo-de-prova ensaiado na idade de 7 e 28 dias se encontram no Anexo A, assim como o teste de normalidade realizado. Na série T-40 foram eliminados três valores e um na série T-50, que se encontravam afastados da média em mais de três desvios padrões (95% dos valores estão distantes da média) na distribuição normal dos valores obtidos segundo o critério adotado por Machado (2005) para eliminação de valores espúrios e os quais não foram utilizados nos cálculos.

Na Tabela 4.1 encontram-se os resultados de resistência à compressão obtidos nas idades de 7 e 28 dias, os coeficientes médios de crescimento da resistência à compressão com a idade referida aos 28 dias ( $f_{c7}/f_{c28}$ ) para as três séries de concretos T-30, T-40 e T-50, assim como a relação água/aglomerante de cada uma delas. Também é mostrado o número de cilindros ( $n$ ), desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV) obtido na avaliação dos resultados de cada série de concreto.

Tabela 4.1- Resultados de resistência à compressão, desvio padrão e coeficiente de variação para as séries T-30, T-40 e T-50.

Idade	SÉRIE											
	T-30				T-40				T-50			
	fcj (Mpa)	n	DP (Mpa)	CV %	fcj (Mpa)	n	DP (Mpa)	CV %	fcj (Mpa)	n	DP (Mpa)	CV %
7	28,8	9	1,6	5,7	36,4	9	2,1	5,9	41,9	9	0,7	1,6
28	38,5	15	1,1	2,8	46,8	12	2,1	4,6	52,4	12	1,9	3,6
fc7 / fc28	0,75				0,78				0,80			
a/c	0,72				0,60				0,51			

A Figura 4.1 apresentada a distribuição dos resultados de resistência à compressão de cada série de concreto aos 28 dias. Com o programa Minitab® foi realizado o teste de Anderson-Darling, este teste é utilizado para provar se um conjunto de dados amostrais prove de uma população com distribuição de probabilidade normal. O teste baseia-se na comparação da distribuição de probabilidade acumulada empírica, resultado dos dados com a distribuição de probabilidades teórica.

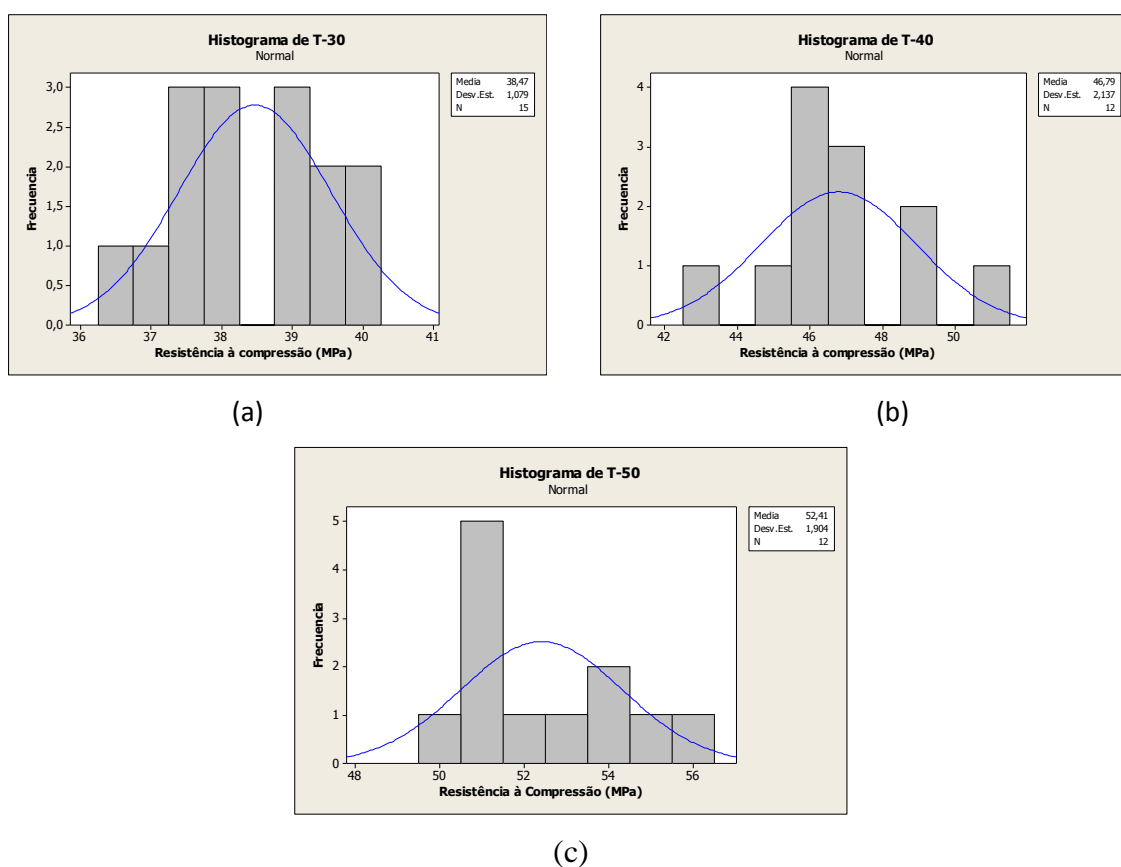
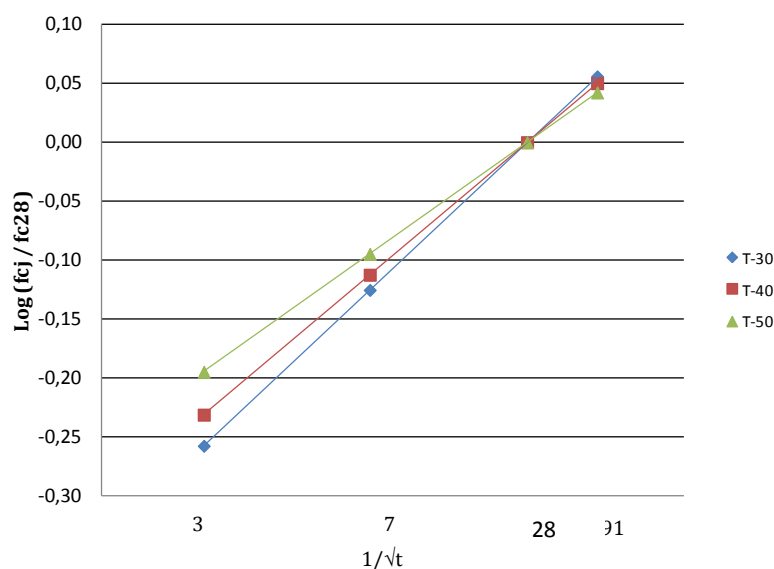


Figura 4.1- Histograma dos valores de resistências à compressão na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50.

Com o teste comprovou-se a normalidade de todas as distribuições estudadas. Os resultados são apresentados no Anexo D.

Das três séries analisadas verifica-se que na distribuição da série T-30 se apresenta a menor dispersão dos resultados com desvio padrão de 1,08 enquanto que a série T-40 que apresenta o maior desvio padrão, de 2,1.

Apresenta-se, ainda, na Figura 4.2 a previsão da resistência à compressão dos referidos concretos. Para obter as diferentes curvas foi utilizada a resistência à compressão na idade de 7 e 28 dias para cada série de concreto (T-30, T-40 e T-50). Estas curvas são uma ferramenta que permitem calcular a evolução e previsão da resistência à compressão da cada série de concreto em qualquer idade comparativamente à resistência média obtida aos 28 dias.



Dias	fc (Mpa)		
	T-30	T-40	T-50
3	21,3	27,5	33,5
7	28,8	36,1	42,1
28	38,5	46,8	52,4
91	43,7	52,5	57,7
154	45,4	54,3	59,4

Figura 4.2- Modelo de evolução e previsão da resistência à compressão com a idade: séries T-30, T-40 e T-50.

Os resultados obtidos para cada série de concreto demonstram a influência da relação água/cimento nos coeficientes médios de crescimento da resistência à compressão. Assim, ao diminuir a relação água/aglomerante aumenta o coeficiente de crescimento, devido possivelmente ao incremento significativo do conteúdo de aglomerante.

Em relação à variabilidade do ensaio, observa-se que os coeficientes de variação obtidos nas três séries se encontram na faixa 2% a 6%, considerados no nível razoável no ensaio de laboratório.

As Equações 4.1 e 4.2 representam as correlações obtidas entre a resistência média à compressão e a relação água/aglomerante obtidas em cada série de concreto e são ilustradas na Figura 4.3. O gráfico foi elaborado para uma melhor compreensão dos comportamentos obtidos para a resistência à compressão aos 7 e 28 dias.

$$f_{c7} = \frac{104,77}{5,96^{a/c}} \quad \text{Equação 4.1}$$

$$f_{c28} = \frac{112,36}{4,40^{a/c}} \quad \text{Equação 4.2}$$

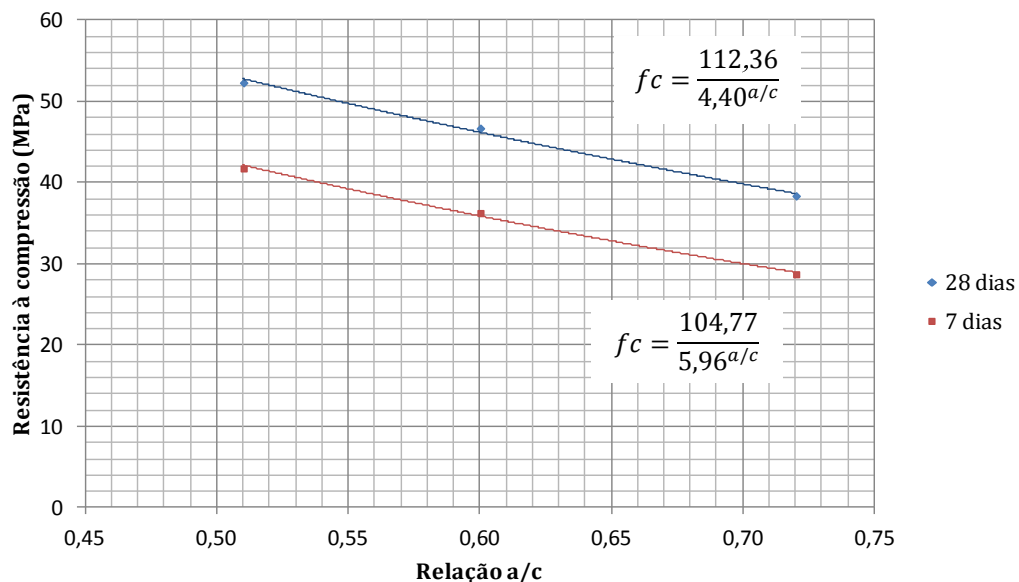


Figura 4.3- Resistência média à compressão em função da relação água/aglomerante e das idades de 7 e 28 dias para as séries T-30, T-40 e T-50.

Observou-se que as curvas obtidas são coerentes com a lei de Abrams, sendo que a resistência à compressão segue uma tendência inversamente proporcional à relação água /aglomerante (a/c) e diretamente proporcional à idade.

Finalmente pode-se dizer que o procedimento para determinar a resistência a compressão foi válido, considerando a variabilidade baixa, o comportamento dos parâmetros e as variáveis dentro do esperado.

#### 4.1.2 - Ensaio de velocidade de propagação de ondas ultrassônicas

O ensaio de velocidade de onda ultrassônica foi realizado em laboratório nas idades de 7 e 28 dias para as três séries de concreto T-30, T-40 e T-50. Quando executado em cilindros padrão, fez-se a média de 4 leituras para cada e nos prismas fez-se a média de 2 leituras. Os valores individuais se encontram no Anexo C.

Encontram-se na Tabela 4.2 os resultados de velocidade de onda ultrassônica obtida nos cilindros para todas as séries de concretos, assim como o desvio padrão, coeficiente de variação, dos referidos concretos.

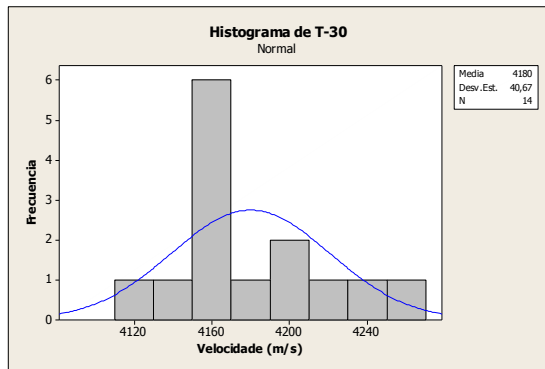
Tabela 4.2- Resultados de velocidade de onda ultrassônica nos corpos-de-prova, desvio padrão e coeficiente de variação para as séries T-30, T-40 e T-50.

SÉRIE												
Idade (Idade)	T-30				T-40				T-50			
	V(média) (m/s)	n	DP (m/s)	CV %	V(média) (m/s)	n	DP (m/s)	CV %	V(média) (m/s)	n	DP (m/s)	CV %
7	4035	9	71,7	1,8	4115	9	48,8	1,2	4155	9	35,6	0,9
28	4180	15	40,7	1,0	4232	12	45,5	1,1	4304	12	46,9	1,1
a/c	0,72				0,60				0,51			

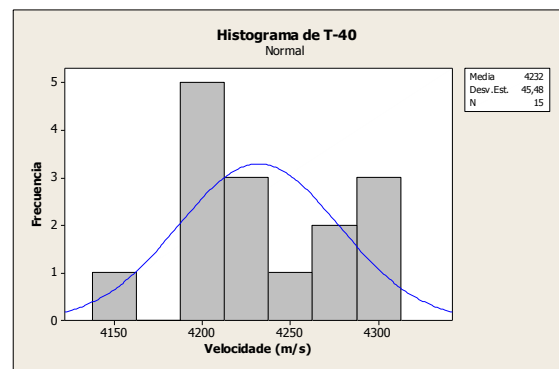
O maior valor de velocidade de onda ultrassônica foi de 4304 m/s obtido na série T-50 aos 28 dias, seguido na ordem decrescente a série T-40 com valor 4232m/s e o menor velocidade para mesma idade foi de 4180 m/s na série T-30, observando-se um incremento da velocidade nos concretos com relações água/aglomerante menores, devido possivelmente a menor porosidade do concreto. Nesse sentido os valores de absorção de água corroboram a hipótese (Anexo F).

Nas séries T-30 e T-40 se apresentaram a maior variabilidade nas primeiras idades devido possivelmente, às diferenças de umidade dos cilindros ou às diferenças na superfície de contato. Esta tendência não foi evidenciada na série T-50 que apresentou na idade de 7 dias um coeficiente de variação de 0,9% e incrementou ligeiramente até um 1,1% na idade de 28 dias. Verifica-se também uma ligeira tendência para a diminuição da variabilidade com aumento da velocidade para todas as séries na idade de 7 dias.

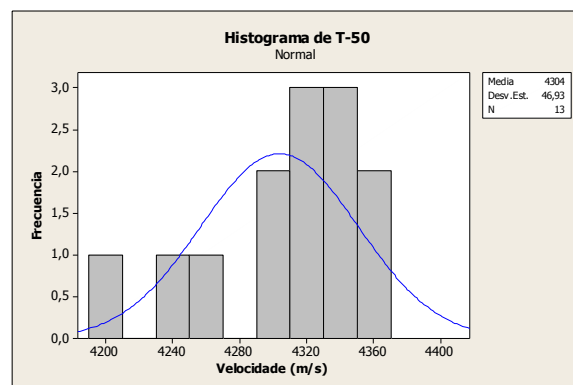
Nas três séries se evidenciam valores de coeficientes de variação baixos e similares. Na Figura 4.4 se representa a distribuição normal obtida dos resultados de velocidade de onda ultrassônica de cada série de concreto aos 28 dias, com os respectivos desvios padrões.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.4- Histograma dos valores de velocidade de onda ultrassônica na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50

Na sequência, na Tabela 4.3, são apresentados os resultados de velocidade de onda ultrassônica obtidos nos prismas para os concretos em estudo na idade de 28 dias, submetidos a cura úmida durante 7 dias e posteriormente a cura ao ar no laboratório. Pode-se observar nos cilindros e nos prismas uma tendência de incremento de velocidade proporcional à resistência.

Tabela 4.3- Resultados de Velocidade de onda ultrassônica em prismas aos 28 dias para as séries T30, T-40 e T-50

SÉRIE	Velocidade (m/s)	DP (m/s)	CV %
T-30	4041	41,41	1,02
T-40	4070	68,74	1,69
T-50	4218	53,32	1,26

Na Figura 4.5 se representa uma comparação da diferença entre velocidades obtidas nos cilindros e nos prismas. Verificou-se que os maiores valores de velocidade foram obtidos em cilindros, e as menores velocidades nos prismas para uma mesma série de concreto ensaiado aos 28 dias; sendo que os cilindros se encontravam com alto teor de umidade diferentemente dos prismas, o que confirma a influência do tipo de corpo-de-prova e tipo de cura utilizado. Câmara (2006) observou um comportamento similar.

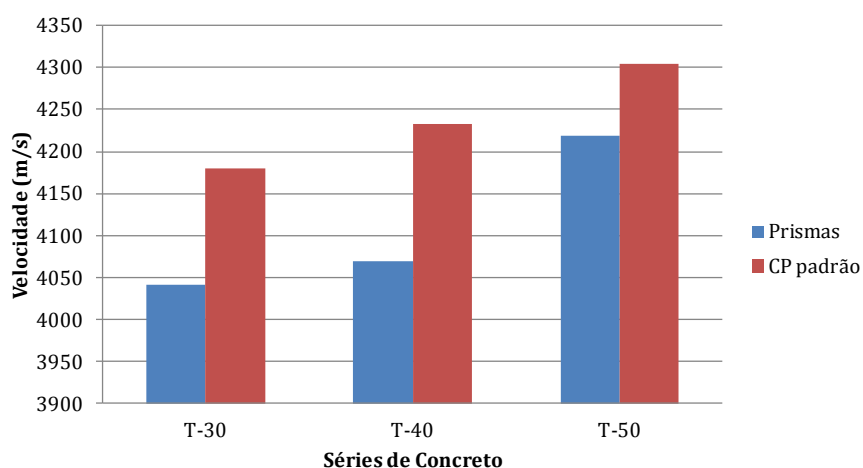


Figura 4.5- Comparação de velocidade de onda ultrassônica entre cilindros e prismas.



A maior variabilidade da velocidade de onda obtida em primas se apresentou nas séries T-40 e T-50, com valores mais altos que os obtidos nos cilindros. Devido possivelmente às dimensões das peças, grau de umidade ou dificuldade na manipulação dos transdutores.

Malhotra (1991), Bungey e Millard (1996) admitem que o coeficiente de variação do ensaio realizado em laboratório possa ser de 2 % e 2,5% respectivamente. Na pesquisa de Vieira, (1999) foi obtido um coeficiente de variação de 0,72% realizando o ensaio em primas (com uma faixa de 0,5% a 3,4%). Nepomuceno (1999) obteve coeficientes de variação em torno de 0,56% até 1,91% para concretos de resistência normal e de 0,72% até 1,12% para concretos de alta resistência. Estatisticamente para ensaios em laboratório abaixo do 5% foi considerado ótimo (Helene e Terzian, 1993).

No ACI 228.1R-03 (2003) constam os valores de coeficientes de variação entorno de 1% encontrados em ensaios realizados por diversos pesquisadores. Machado (2005) obteve um coeficiente de variação 0,9% (com uma faixa de variação de 0,6% a 1,2%) realizando o ensaio em cilindros padronizados. Já Choquepuma (2010) realizando o ensaio in loco (avaliação de pontes) obteve coeficientes de variação de 2,59%. Dos estudos anteriores pode-se observar que os resultados obtidos nesta pesquisa nos cilindros e nos prismas se encontram dentro destes limites verificando que é um ensaio de baixa variabilidade.

Na sequencia é avaliada a influencia da relação água/aglomerante e conteúdo de aglomerante no ensaio. A Figura 4.6 representa os valores médios obtidos de velocidade de onda de cada série, associada aos parâmetros avaliados.

Demonstra-se o incremento da velocidade quanto menor relação água/ aglomerante, assim sendo relacionada à maior velocidade de onda ultrassônica de 4304 m/s ao concreto com relação água/aglomerante de 0,51 e conteúdo de aglomerante de 405 Kg/m<sup>3</sup> de concreto. Este fato é explicado, possivelmente a que concretos com relações água/aglomerante menores se apresenta uma microestrutura mais fechada, facilitando a propagação da onda gerando maiores velocidades.

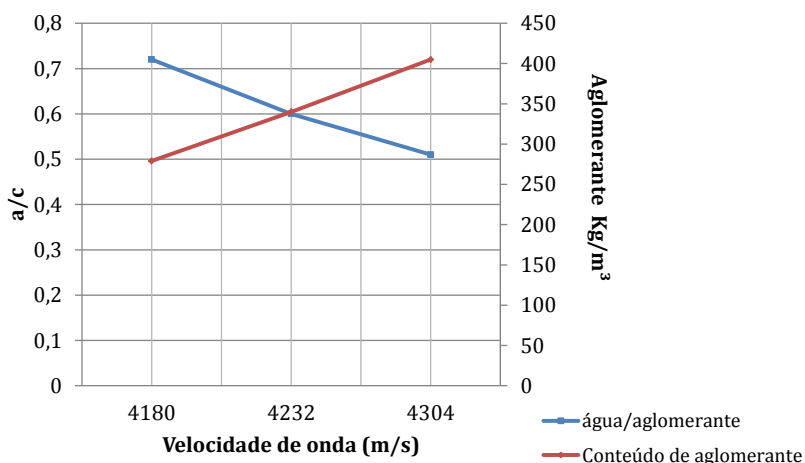


Figura 4.6- Parâmetros de mistura relacionados com velocidade de onda ultrassônica.

#### 4.1.3 - Ensaio de esclerometria nos cilindros

A Tabela 4.4 apresenta os valores de índice esclerométrico médio dos cilindros e as medidas de dispersão dos resultados obtidos. Os valores individuais obtidos para cada um dos cilindros se encontram no Anexo A.

Os valores afastados em mais de um 10% do valor médio não foram considerados no cálculo do índice efetivo dos cilindros e dos prismas, de acordo com a norma brasileira NBR 7584:1995.

Tabela 4.4- Resultados de índice esclerométrico obtido em cilindros para as séries T-30, T-40 e T-50.

Idade	SÉRIE											
	T-30				T-40				T-50			
	IE(médio)	n	DP	CV %	IE(médio)	n	DP	CV %	IE(médio)	n	DP	CV %
7	16	9	0,88	5,69	18	9	1,10	6,08	20	9	1,04	5,11
28	19	15	0,94	4,97	23	12	0,89	3,91	25	12	0,80	3,19
IE <sub>7</sub> / IE <sub>28</sub>	0,82				0,79				0,81			
a/c	0,72				0,60				0,51			

Observa-se também como era o esperado, um incremento do índice esclerométrico com a idade para as três séries, apresentando uma diferença de índice esclerométrico na ordem de 5 nas idades de 7 aos 28 dias para as séries T-40 e T-50; na série T-30 a diferença do índice esclerométrico de 7 a 28 dias foi menor, na ordem de 3.

O maior valor de índice esclerométrico foi 25,06, obtido na série T-50 aos 28 dias e o menor valor na mesma idade foi obtido na série T-30 com um valor de 18,96. Pode-se observar um incremento no valor do índice esclerométrico com aumento da resistência (menor relação água/aglomerante), como esperado.

Na Figura 4.7 se representa a distribuição normal obtida dos resultados de índice esclerométrico realizado nos cilindros de cada série de concreto aos 28 dias.

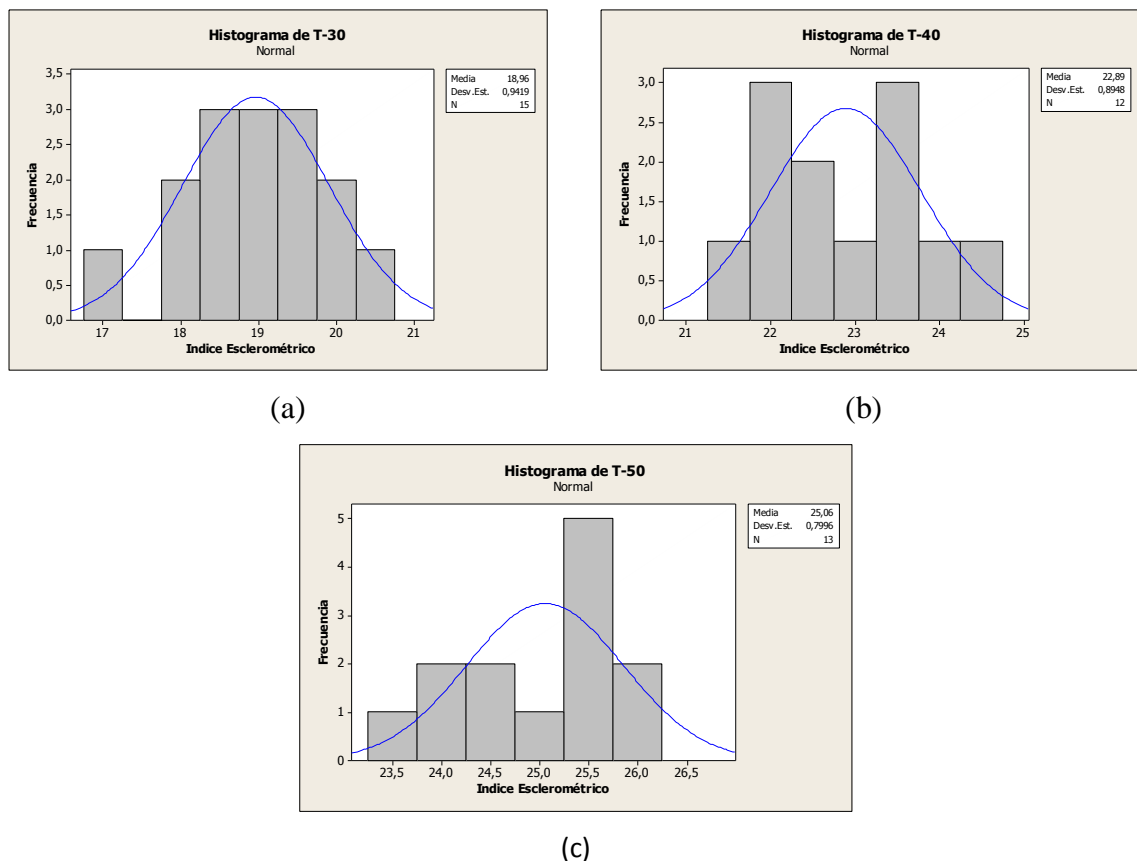


Figura 4.7- Histograma dos valores de índice esclerométrico na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50.

Na Figura 4.8 se representa o coeficiente de variação dos resultados de índice esclerométrico para as três séries de concreto nas idades de 7 e 28 dias.

Observa-se que o coeficiente de variação de concretos da mesma série tende a diminuir com aumento do índice esclerométrico, a série que apresentou uma queda considerável no valor de coeficiente de variação foi a T-40. Na idade de 7 dias apresentam um valor de 6,08% e uma diminuição até 3,91% aos 28 dias.

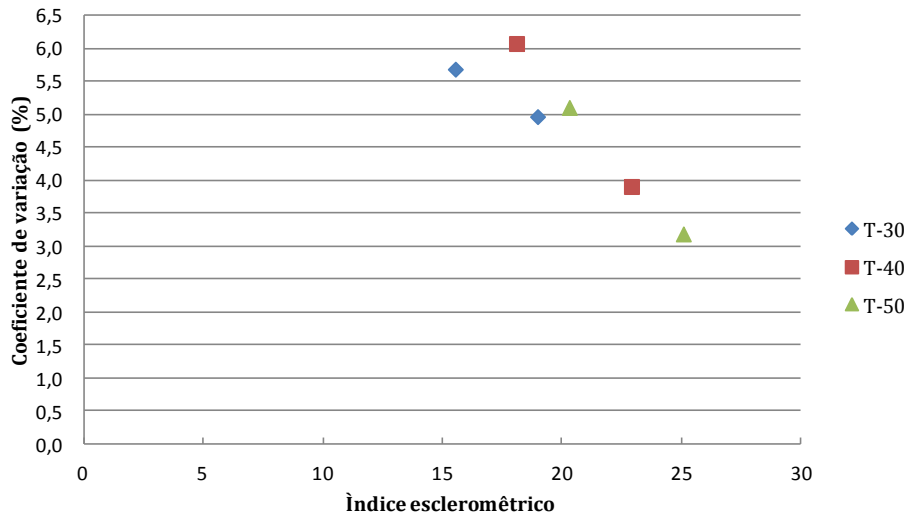


Figura 4.8- Coeficientes de variação obtidos no ensaio de índice esclerométrico médio em cilindros aos 7 e 28 dias das séries T-30, T-40 e T-50.

Nas três séries de concreto para as idades iniciais se apresentaram coeficientes de variação altos, sendo apresentada a maior variabilidade dos resultados na série T-40 na idade de 7 dias com um valor de 6,08%. Já nos 28 dias foi evidenciada uma diminuição da variabilidade dos resultados para as três séries de concreto. Finalmente se apresenta uma tendência de diminuição da variabilidade dos resultados na idade de 28 dias ao incrementar a resistência.

#### 4.1.3.1 - Ensaio de esclerometria nos prismas

Na Tabela 4.5 se apresentam os resultados obtidos nas seis faces dos prismas com o objetivo de observar a tendência do índice esclerométrico; são apresentados também o desvio padrão e coeficiente de variação para cada corpo-de-prova das diferentes séries.

Na série T-30 os maiores índices esclerométricos foram obtidos no topo e no fundo, para a série T-40 os maiores valores foram obtidos no fundo e na série T-50 num canto e no fundo.

Nota-se que o valor do índice esclerométrico segue de maneira geral uma tendência crescente com a resistência, como se apresentou nos cilindros, no entanto os valores são bem maiores devido à massa do prisma ser maior, além que o uso de almofada de neoprene possivelmente dissipou a energia de rebote.

A maior diferença entre leituras para uma mesma série de concreto se evidenciou na série na série T-40 em torno de duas unidades entre a leitura maior (37) e a menor (35), isso devido possivelmente a uma cura inadequada o que gerou uma camada superficial mais dura, incrementando o valor do índice esclerométrico.

Tabela 4.5- Resultados de índice esclerométrico em prismas aos 28 dias.

Face	T-30			T-40			T-50		
	Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3	Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3	Prisma 1	Prisma 2	Prisma 3
Topo	33,85	34,16	36,17	33,60	33,41	36,55	36,11	36,80	38,03
Fundo	33,16	34,54	35,42	36,17	35,04	38,06	37,74	37,68	37,65
Canto 1	33,60	32,54	34,03	35,48	35,29	37,74	38,05	37,61	37,75
Canto 2	35,02	33,91	34,66	34,66	34,54	37,18	37,65	37,87	36,86
Lateral 1	33,97	33,28	34,54	35,54	35,04	37,39	38,18	36,93	37,30
Lateral 2	32,21	34,16	34,16	35,02	34,29	37,55	38,05	36,80	38,32
Média	34	34	35	35	35	37	38	37	38
DP	0,93	0,73	0,82	0,89	0,69	0,52	0,77	0,49	0,52
CV %	2,77	2,17	2,35	2,53	2,00	1,39	2,06	1,31	1,37

Na Figura 4.9 se apresentam graficamente os índices esclerométricos médios obtidos nas diferentes faces.

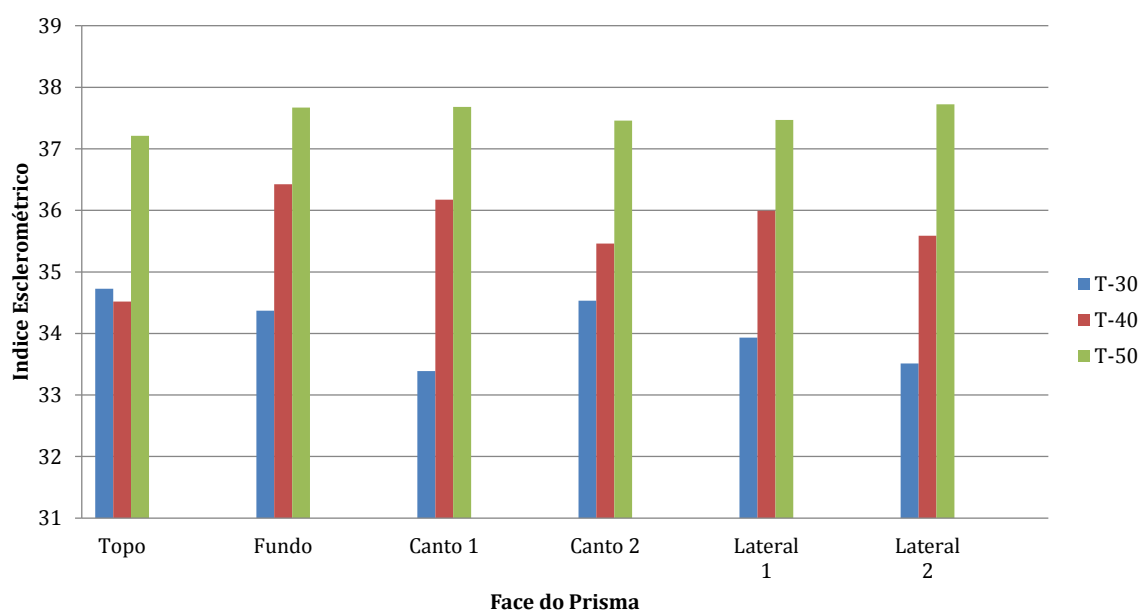


Figura 4.9- Resultado de índice esclerométrico por face (prismas) para as três séries.

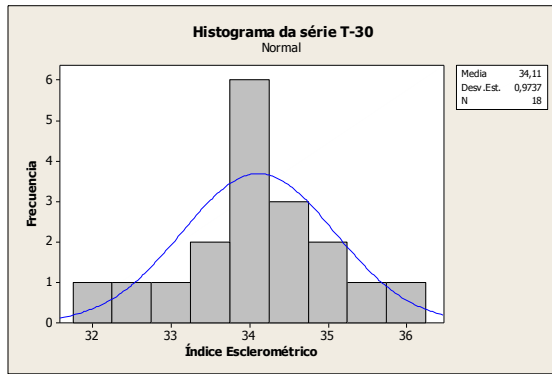
Observa-se uma dispersão dos resultados de índice esclerométrico para uma mesma face. Entretanto, observa-se que, de forma geral, os valores aumentam quando a resistência aumenta. Os valores divergentes podem ser devido às diferentes condições de umidade das faces, grau de adensamento ou tipo de acabamento. É importante considerar que o esclerômetro foi utilizado na direção vertical para a realização de todas as leituras.

Referente à variabilidade dos resultados, pode-se observar que os maiores coeficientes de variação se apresentaram na série T-30 e os menores se apresentaram na série T-50. De maneira geral observou-se uma diminuição considerável dos coeficientes de variação na realização da esclerometria nos prismas, comparado com os cilindros, o maior desvio padrão foi 0,92 e um coeficiente de variação de 2,77% para a série T-30.

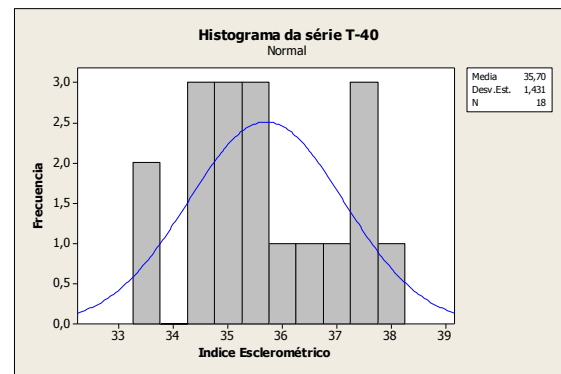
Segundo o ACI 228.1R-03 (2003), o coeficiente de variação médio deste ensaio é de aproximadamente 10%. Nepomuceno (1999) na sua pesquisa obteve coeficientes de variação de 3,6% e 1,9% para concretos de resistência normal e alta resistência respectivamente. Analogamente Castro (2009) realizando o ensaio também em prisma obteve coeficientes de variação de 4% e 7%. Valores próximos aos coeficientes obtidos por Machado, M.,(2005), que foi de 3,1% e por Joffily (2010) de 2,7%.

Os coeficientes de variação obtidos *in loco* apresentados por Lemos (2005) na avaliação de tuneis foram em torno de uma faixa de 5,6% a 3,56%, e Choquepuma (2011) na sua avaliação de pontes por meio de ensaios não destrutivos obteve um coeficiente de variação de 3.55%.

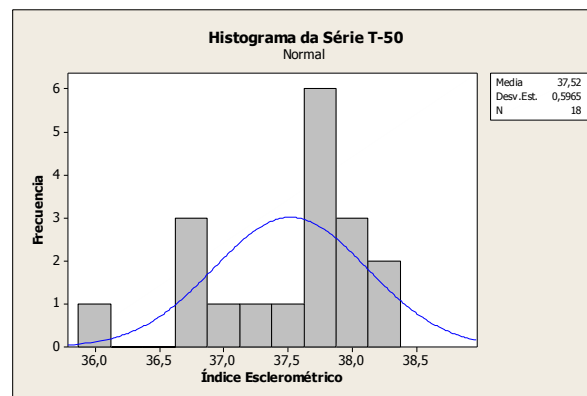
Na Figura 4.10 se representa a distribuição normal obtida dos resultados de índice esclerométrico realizado nos prismas de cada série de concreto aos 28 dias.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.10 - Histograma dos valores de índice esclerométrico em prismas e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50.

#### 4.1.3.2 - Ensaio de esclerometria realizado com diferentes níveis de carregamento

Como foi descrito no capítulo anterior as leituras foram realizadas nos ciliindros fixados entres os pratos da prensa com um carregamento de 1000 kg. No entanto, com o intuito de avaliar a tendência de índice esclerométrico com incremento desse carregamento foram submetidos quatro cilindros da série T-50 a carregamento de 30% e 50% da carga aproximada de ruptura, ou seja, 14,94 MPa e 24,91 MPa, apresentado os resultados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6- Resultados de índice esclerométrico obtido em cilindros para carregamento de 30% e 50% da carga aproximada de ruptura

Série T-50				
CP	fc (Mpa)	1,3 (Mpa)	14,94 (Mpa)	24,91 (Mpa)
		IE1	IE2	IE3
1	50,99	25,64	28,52	33,10
2	50,83	25,31	28,35	32,47
3	51,47	25,60	29,78	33,87
4	51,66	25,20	29,32	34,40

Observou-se em todos os cilindros um incremento do índice esclerométrico com incremento do carregamento. No corpo-de-prova 1 o valor de índice esclerométrico aumentou em 11% e 29% para carregamento igual a 30% e 50% de carga de ruptura, respectivamente. No corpo-de-prova 2 o valor de índice esclerométrico com carregamento de 30% da carga de ruptura aumentou em 12% e em 29% para carregamento de 50%. Nos cilindros 3 e 4 o incremento do índice esclerométrico foi em torno de 16% para carregamento de 30% da carga de ruptura, já para o 50 % de carregamento no corpo-de-prova 3 e 4 o incremento do índice esclerométrico foi em torno de 32% e 37% respectivamente. Evidencia-se que no corpo-de-prova 4 com maior resistência à compressão, também, apresentou maiores incrementos nos índice esclerométrico com aumento de carregamento.

Comparando os índices esclerometricos obtidos nos cilindros e nos prismas, verificou-se que os maiores valores de índice esclerométrico foram obtidos nos prismas; explicado possivelmente pela metodologia adotada nesta pesquisa, devido ao uso de almofada de neoprene no cilindro, que deve ter dissipado consideravelmente a energia do impacto conduzindo a uma redução do índice esclerométrico.

Na sequencia é avaliada a influência da relação água/aglomerante e conteúdo de aglomerante no ensaio. Na Figura 4.11 se apresentam os valores médios de índice esclerométrico obtidos em cada série e a tendência dos parâmetros avaliados. Pode-se observar que ao incrementar o conteúdo de cimento e diminuir a relação água/aglomerante, se obtiveram índices esclerométricos maiores como esperado.



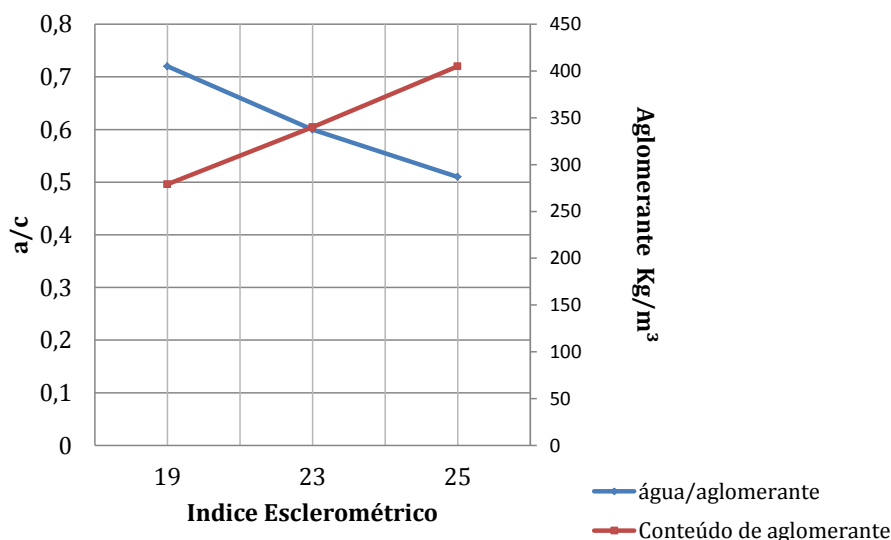


Figura 4.11- Parâmetros de mistura relacionados com índice esclerométrico.

#### 4.1.4 - Ensaio de penetração de pino

O ensaio de penetração de pino foi realizado em dois prismas de cada série T-30, T-40 e T-50 na idade de 28 dias. Os resultados das penetrações realizadas nas diferentes faces dos prismas, assim como o desvio padrão e coeficiente de variação são apresentados na Tabela 4.7.

Os valores que correspondem a disparos realizados sobre vazios resultando penetrações elevadas ou sobre partículas de agregado graúdo, apresentando leituras baixas não foram considerados, além de aqueles valores mais afastados da media que segundo o critério da ASTM C803 (2003) apresentaram diferenças entre leituras maiores do que 8,4 mm (diâmetro máximo do agregado < 25 mm). Cada resultado do ensaio de penetração de pino em cada face foi obtido fazendo a média das leituras de profundidade de penetração ( $L_p$ ) de 2 pinos em quatro faces (Topo, Fundo, Lateral 1 e Lateral 2). Nos dois cantos foi realizada apenas uma leitura como mostrado no plano experimental.

Tabela 4.7- Resultados de penetração de pino para as séries T-30, T-40 e T-50.

Face	T-30		T-40		T-50	
	Prisma 1	Prisma 2	Prisma 1	Prisma 2	Prisma 1	Prisma 2
Topo	27,57	34,22 <sup>2</sup>	22,76	24,28	21,60	20,66
Topo	30,24	24,25	23,62	17,47 <sup>1</sup>	19,06	22,50
Fundo	24,08	27,26	23,71	20,77	23,33	22,10
Fundo	25,26	28,53	24,65	27,45	20,42	21,68
Canto 1	32,36 <sup>1</sup>	25,57	24,25	26,91	21,58	23,02
Canto 2	27,88	25,92	23,59	21,81	22,74	25,12
Lateral 1	29,20	32,36	26,16	24,40	22,57	21,63
Lateral 1	14,55 <sup>1</sup>	36,69 <sup>1</sup>	27,36	23,76	21,73	24,60
Lateral 2	24,30	27,41	24,64	27,88	20,62	26,28
Lateral 2	24,41	32,66 <sup>2</sup>	23,16	23,17	19,81	21,95
Média	26,62	27,33	24,39	24,49	21,34	22,95
DP	2,41	2,62	1,41	2,49	1,36	1,80
CV %	9,07	9,60	5,79	10,15	6,36	7,82

1 – Valores descartados – penetração sobre agregado ou vazio.

2 – Valores descartados pelo critério de diferença entre penetrações ASTM C803 (2003)

Os valores médios de penetração apresentam uma tendência coerente de diminuição a medida que a resistência aumenta. Os maiores valores de penetração do pino se apresentaram no concreto da série T-30, seguido da série T-40 a diferença da série T-50 onde o material apresenta uma resistência maior a ser penetrado, sendo o menor valor da penetração de 21,34 mm.

Foi observado que nas leituras realizadas em dois corpos-de-prova da mesma série de concreto apresentaram-se diferenças consideráveis entre as leituras numa face, como apresentado na série T-30 (no topo). O prisma 1 tem uma leitura de 30,24 mm de penetração de pino e no prisma 2 uma leitura de 24,25 mm. Este fato pode ser explicado talvez pela diferença de umidades ou adensamento. Além que na maioria das vezes não é possível determinar quando o pino é cravado sobre agregado.

A norma europeia BS 1881:207 (1992) estabelece uma tolerância de 5 mm de diferença entre leituras sendo mais restrita que o critério disposto na norma americana ASTM C803

(2003) e utilizado nesta análise que admite uma diferença de 8,4 mm. Assim da Tabela 5.8, constatou-se que a maioria das diferenças máximas entre as leituras foram superiores a 5 mm não atendendo a norma europeia. Portanto é importante se estabelecer a tolerância a ser permitida numa futura norma brasileira.

Diante do exposto se tem que no ensaio de penetração de pino realizado neste estudo se apresentaram para as séries: T-30 um valor médio de penetração de 26,98 mm, T-40 um valor de 24,44 mm e a T-50 um valor de 22,14 mm.

Na Figura 4.12 se representa a distribuição normal obtida dos resultados de penetração de pino de cada série de concreto aos 28 dias, com os respectivos desvios padrões.

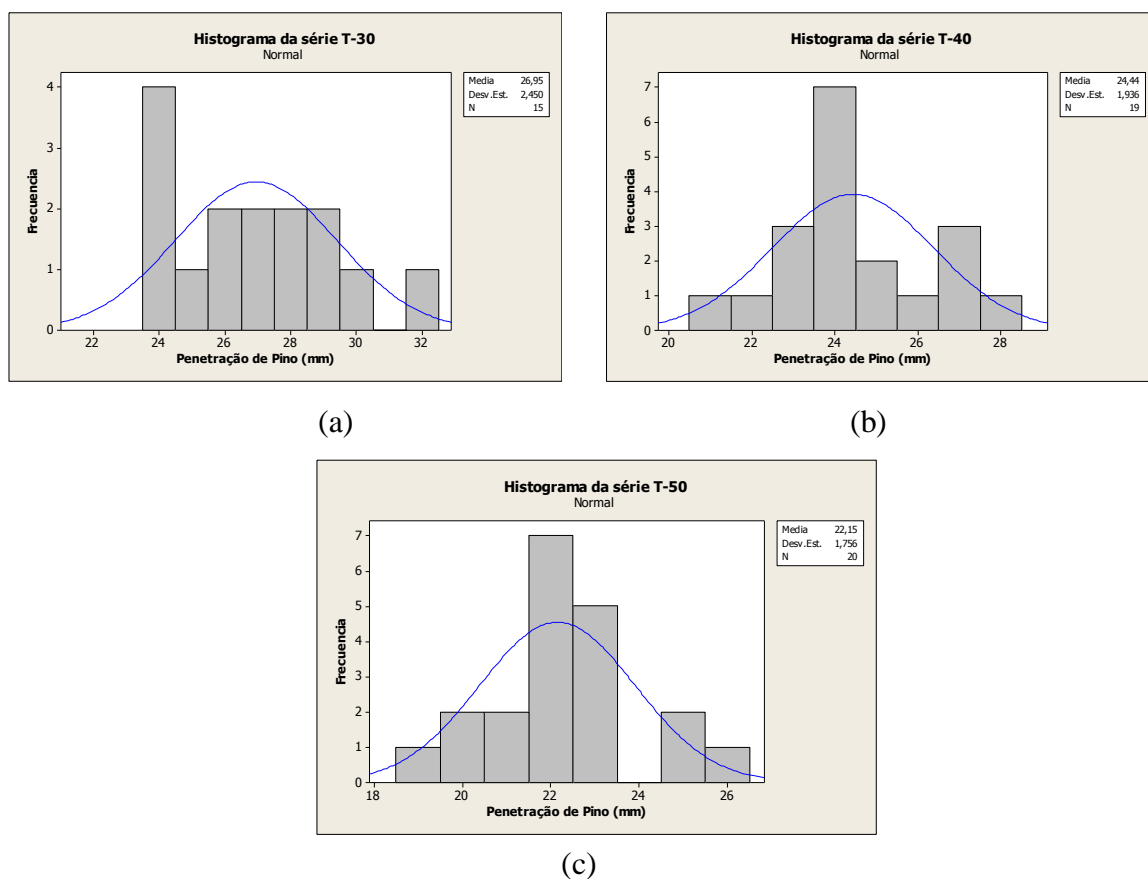


Figura 4.12 - Histograma dos valores de penetração de pino na idade de 28 dias e curva de distribuição normal ajustada das séries (a)T-30, (b) T-40 e (c) T-50.

Na sequencia se apresenta a Figura 4.13 que representa o comportamento do ensaio de penetração de pino segundo a face de ensaio.

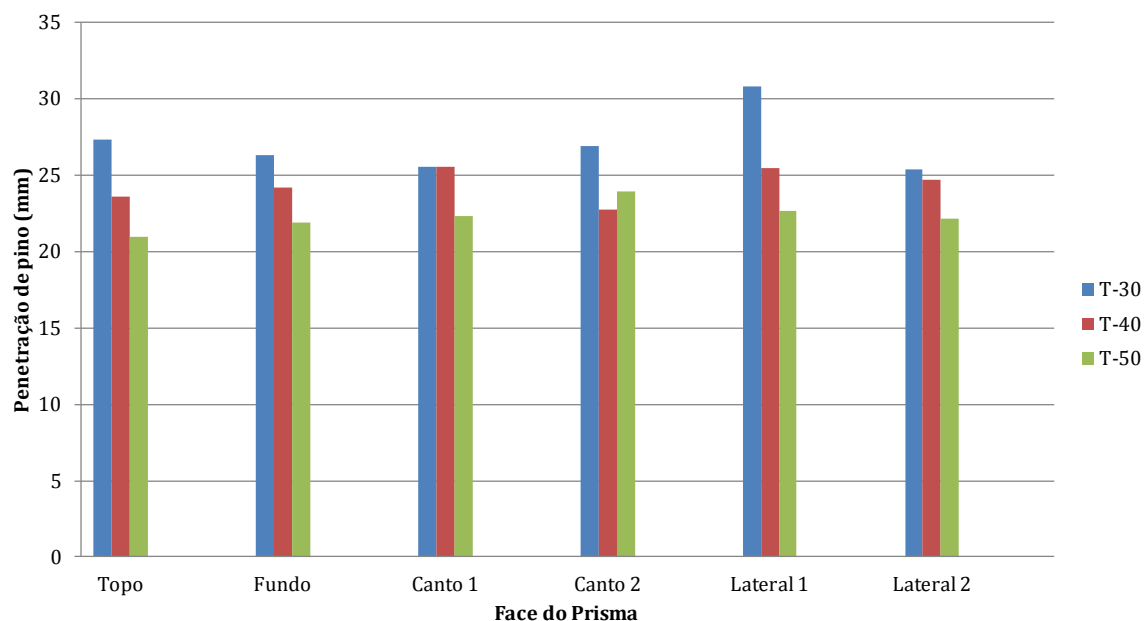


Figura 4.13- Resultado de índice esclerométrico por face para as três séries.

Observa-se que na série T-30, T-40 e T-50 as faces que apresentaram maior resistência à penetração foram a lateral 2, o canto 2 e o topo respectivamente. E as faces que apresentaram menor resistência à penetração foram Lateral 1 para as séries T-30 e T-40 e no canto 2 para a série T-50. Pode-se concluir que neste ensaio não se evidenciou alguma tendência nas diferentes faces.

A maior dispersão dos resultados se apresentou na série T-30 e T-40 com coeficientes de variação na ordem de 9% e 10% respectivamente. Já na série T-50 se observou uma diminuição considerável na variabilidade dos resultados.

Na série T-40 se evidencia uma diferença considerável nos coeficientes de variação dos dois prismas sendo 5,79% para o prisma 1 e 10,15% para o prisma 2, devido a uma leitura discrepante (20,77 mm) no fundo do prisma 2.

Pinto e Baggio (2004) no estudo de variabilidade do ensaio de penetração obtiveram valor do desvio padrão de 2,18 mm a 4,00 mm para diferentes concretos, e coeficientes de variação em torno de 6,8%, próximo a 5% valor estabelecido pelo ACI 228.1R-03 (2003)

para o equipamento normalizado nos Estados Unidos. Observa-se que os desvios padrões obtidos nesta pesquisa ficaram na faixa de 1,36 até 2,62 mm valores próximos aos obtidos por Joffily (2010) que foram de 2 mm.

Em relação aos coeficientes de variação, Malhotra (1991) determina que o ensaio de penetração de pino, em geral, apresenta coeficientes de variação em torno de 6% a 10%, semelhantes aos obtidos por Machado, M. (2005) de 8%, com o equipamento brasileiro. Já na pesquisa de avaliação do ensaio realizada por Joffily (2010) obteve coeficientes de variação de 7,17% até 12,23% para ensaios realizados em prismas moldados em laboratório com diferentes tipos de concretos, e os valores obtidos para o coeficiente de variação nas aplicações em obra variaram de 1,76% a 11,06%.

Pode-se observar que os coeficientes de variação obtido nesta pesquisa (5,79% a 10,15%) são próximos aos obtidos pelos pesquisadores brasileiros em laboratório.

Na sequência é avaliada a influencia da relação água/aglomerante e conteúdo de cimento nos resultados do ensaio representado na Figura 4.14. Evidencia-se uma resistência maior à penetração do concreto com menor relação água/aglomerante e consequentemente com o incremento de consumo de aglomerante. Além a penetração é mais sensível na faixa de relação água/aglomerante de 0,72 a 0,60 e com menores consumos de aglomerante, apresentando diferenças maiores entre as penetrações.

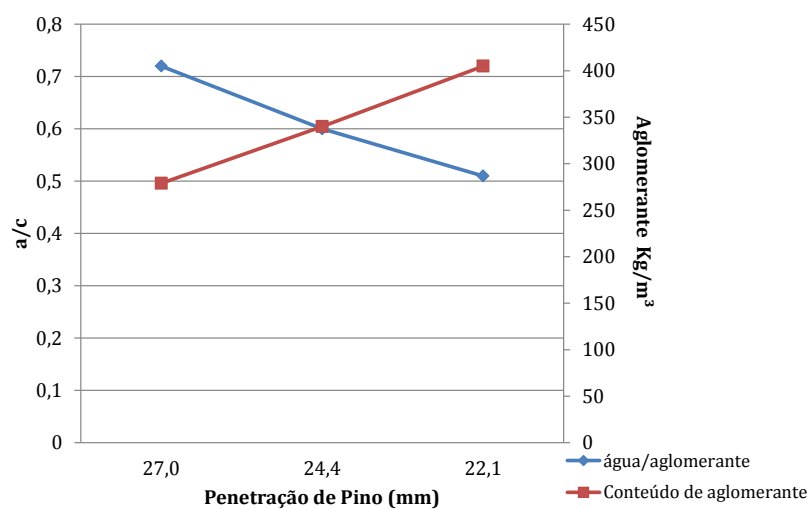


Figura 4.14- Parâmetros de mistura relacionados com penetração de pino.

#### 4.1.5 - Extração e rompimento de testemunhos

Na Tabela 4.8 são apresentados os parâmetros estatísticos (tamanho da amostra, resistência média, desvio padrão, e coeficiente de variação) obtidos dos resultados de resistência à compressão de testemunhos extraídos (E) de 75 mm e 50 mm de diâmetro das séries T-30, T-40 e T-50, o fator médio de convergência e diferença entre a resistência dos mesmos e os corpos-de-prova moldados (M) de 100 mm de diâmetro expressada em porcentagem (P).

Comparando o fator médio de convergência evidencia-se uma tendência média de 1,10, o que considera que o 10% de redução do  $\gamma_c$  (coeficiente de minoração do concreto), nesta pesquisa representa somente a diferença entre o corpo-de-prova moldado e extraído.

Tabela 4.8- Parâmetros estatísticos básicos dos resultados de resistência à compressão para os diferentes corpos-de-prova moldados (M) e extraídos (E).

Série	Parâmetros Estatísticos	Corpos de Prova			Fator médio de convergência		P (%)	
		Moldados (M)	Extraídos (E)		fc M/ fc E 75mm	fc M/ fc E 50mm	M x E 75 mm	M x E 50 mm
		100mm x 200 mm	75mm x 150mm	50mm x 100mm				
T-30	n	15	6	7	1,09	1,10	8,31	9,07
	Média (MPa)	38,47	35,27	34,98				
	DP	1,08	1,21	0,86				
	CV (%)	2,80	3,43	2,45				
T-40	n	12	4	6	1,07	1,18	6,48	15,32
	Média (MPa)	46,79	43,76	39,62				
	DP	2,14	2,03	1,72				
	CV (%)	4,57	4,64	4,35				
T-50	n	12	4	6	1,10	1,03	8,70	2,63
	Média (MPa)	52,41	47,85	51,03				
	DP	1,90	1,58	2,85				
	CV (%)	3,63	3,30	5,59				

Onde:

$$P = \frac{(f_{cM} - f_{cE})}{f_{cM}} * 100$$

Inicialmente observa-se que os resultados médios obtidos nos testemunhos guardaram coerência com os corpos-de-prova moldados. Além disso, pode-se concluir que os valores de resistência à compressão mais próximos aos obtidos nos corpos moldados foram os dos testemunhos de 75 mm de diâmetro; assim, na série T-30 se apresenta uma diferença de 8,31% entre os resultados e na série T-40 uma diferença de 6,48%.

Na série T-50 o valor dos testemunhos de diâmetro de 50 mm foi mais próximo ao valor da resistência dos corpos-de-prova moldados com uma diferença de 2,63%. Devido possivelmente a que foram as amostras que menos quantidade de defeitos apresentaram

(ondulações) no processo de extração, a diferença da série T-40 onde se apresentou o valor mais afastado com um porcentagem de diferença entorno de 15,32% nos testemunhos de 50 mm de diâmetro.

Na Figura 4.15 verifica-se uma supremacia nos resultados da resistência à compressão para os corpos-de-prova moldados em relação aos testemunhos extraídos. Isto foi devido, possivelmente, ao fato da maior probabilidade de incidência dos danos nos pequenos testemunhos dentro do processo de extração, além de considerar que nos testemunhos menores (50 mm de diâmetro) a relação entre os diâmetro do testemunho e do agregado é menor que 3.

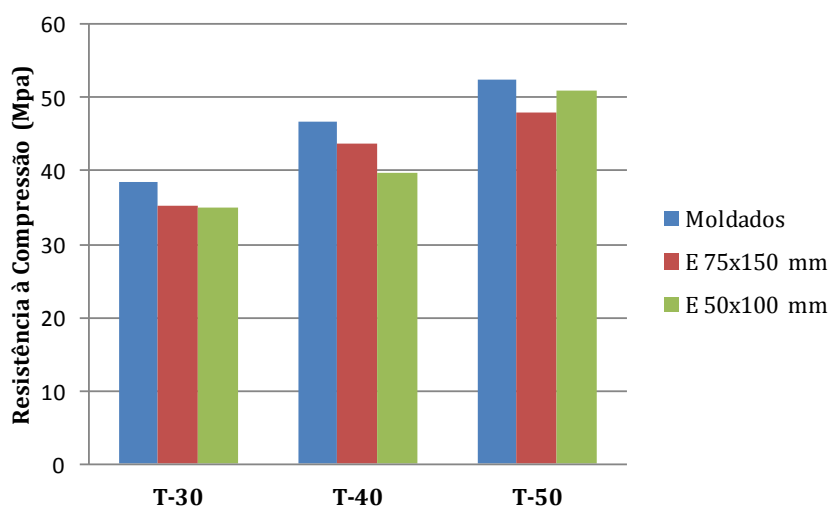


Figura 4.15- Resistências médias à compressão dos corpos-de-prova (M) e dos testemunhos (E) referentes às diferentes séries de concreto.

Nas séries T-30 e T-40 verifica-se que os testemunhos de 75 mm de diâmetro apresentaram maiores valores de resistência que os testemunhos de 50 mm, sendo mais evidente esta diferença na série T-40. Já na série T-50 os maiores valores se apresentaram nos testemunhos de menor diâmetro (50 mm de diâmetro). Estes resultados foram coincidentes aos de Da Silva *et al.* (2008) que encontraram também uma diminuição na média da resistência para os diâmetros menores.

No referente às dispersões dos resultados, na Figura 4.16 comprova-se nas séries T-30 e T-40 um aumento do coeficiente de variação nos testemunhos de 75 mm de diâmetro de 3,43% e 4,64% respectivamente, comparadas com os corpos-de-prova moldados.

O menor valor de coeficiente de variação foi de 2,45% obtido na série T-30 para os testemunhos de 50 mm de diâmetro, e o maior coeficiente de variação foi apresentado na série T-50 nos testemunhos de 50 mm de diâmetro.

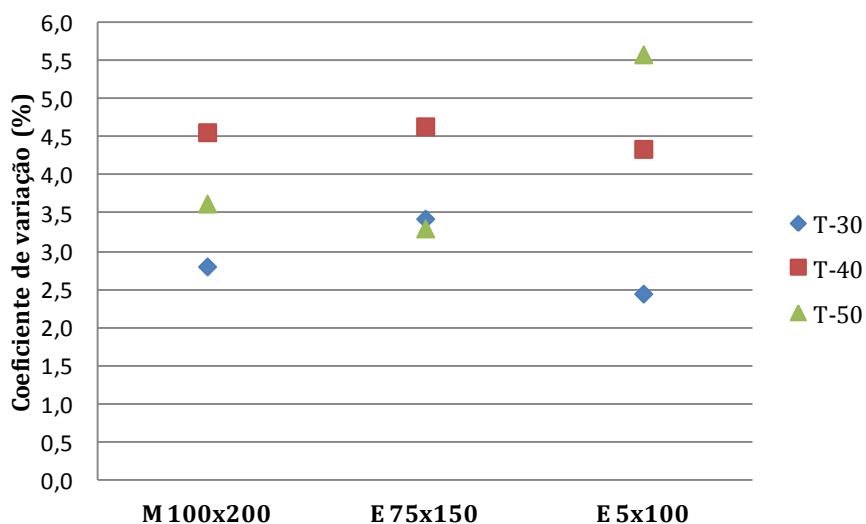


Figura 4.16- Coeficientes de variação dos corpos-de-prova moldados (M) e testemunhos (E) referentes às séries T-30, T-40 e T-50 para idade de 28 dias.

Os coeficientes de variação médios obtido por Vieira (2007) para os testemunhos de diâmetros de 75 mm; e 50 mm, foram respectivamente de 6,3% e 7,5%, Tucan *et al.* (2008) e Nikbin *et al.* (2009) obtiveram coeficientes em torno de 13% e 8% para os dois diâmetros (50 mm e 75 mm); em quanto Castro (2009) obteve valores entre 6% e 10 % só para testemunhos de 50 mm de diâmetro.

Pode-se observar que os coeficientes de variação médios obtidos nesta pesquisa são menores comparados aos apresentados por outros pesquisadores, mais é importante considerar que amostragem avaliada nesta pesquisa foi significativamente menor.

Neville, (1997) recomenda, quando se utiliza diâmetros menores, como o de 75 mm ou 50 mm, a quantidade de testemunhos extraídos deve ser 3 vezes maior.

No entanto os resultados de resistência à compressão dos testemunhos foram coerentes com os valores obtidos nos corpos-de-prova moldados (cilindros).



Transcrevem-se adiante na Tabela 4.9 os resultados obtidos na determinação da massa específica ( $\rho$ ) do concreto nos corpos-de-prova moldados (M) e extraídos (E), além dos resultados médios de resistência a compressão ( $f_c$ ).

Tabela 4.9- Resumo de valores médios de resistência à compressão e massa específica de e corpos-de-prova Moldados (M) e Extraídos (E).

<b>Corpo de Prova</b>	<b><math>f_c</math> (Mpa)</b>	<b><math>\rho</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>
M (100 mm x 200 mm)	38,47	2,37
	46,79	2,39
	52,41	2,42
E (75 mm x 150 mm)	35,27	2,35
	43,76	2,39
	47,85	2,39
E (50 mm x 100 mm)	34,25	2,33
	40,49	2,37
	51,03	2,39

Salienta-se que a massa específica é um parâmetro que apresentou elevada uniformidade nas diferentes populações de testemunhos extraídos o que garante, em princípio, que o processo de extração não danificou o testemunho extraído.

Por outro lado, nos resultados de massa específica verifica-se que os mesmos guardam coerência entre si com os resultados de ruptura dos testemunhos extraídos para os diversos níveis de resistência avaliados. Nas Figuras 4.17 e 4.18 é apresentado graficamente o resultado de massa específica obtidos nos diferentes corpos-de-prova para as três séries de concreto e as correlações entre resistência à compressão dos testemunhos e corpos-de-prova moldados, com a massa específica aparente dos mesmos respectivamente.

Observa-se uma tendência de diminuição dos valores de massa específica nos testemunhos, devido possivelmente a que no processo de extração o durante o ensaio de resistência à compressão podem ser eliminadas partículas de agregado por não se encontrar confinadas devido à ausência da camada superficial de argamassa, fato que não ocorre nos corpos-de-prova moldados (cilindros).

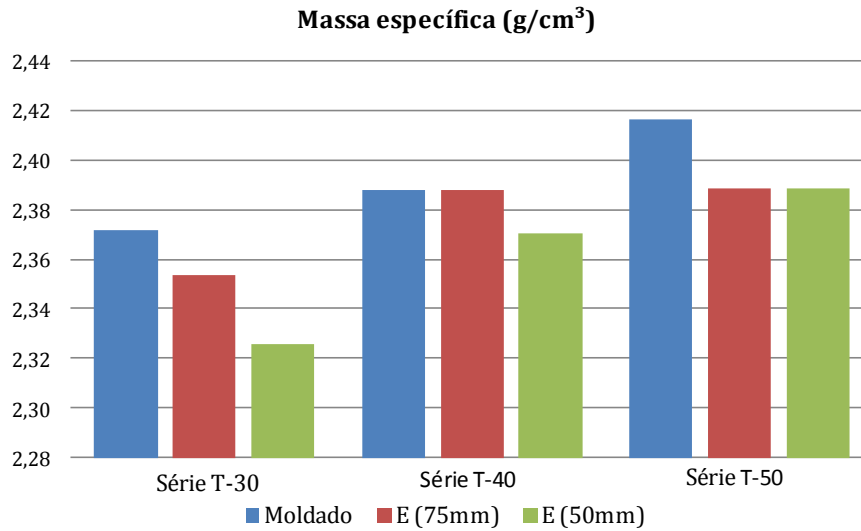


Figura 4.17- Massa específica obtida em corpos-de-prova moldados (M) e extraídos (E) para as diferentes séries de concreto.

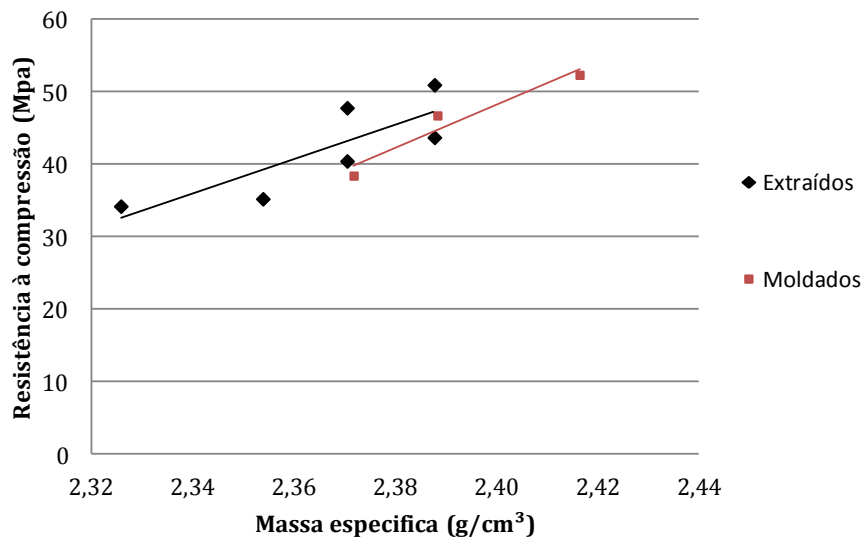


Figura 4.18- Correlação entre massa específica e resistência à compressão corpos-de-prova moldados e extraídos.

Foi demonstrada também a utilidade do ensaio de massa específica conjuntamente com o ensaio de resistência à compressão de testemunhos na avaliação de estruturas acabadas, como parâmetro auxiliar para um melhor entendimento das dispersões dos resultados, de acordo como Vieira e Helene (2008) e Bauer *et al.* (2011).

## 4.2 - RELAÇÕES ENTRE AS GRANDEZAS MEDIDAS NOS ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Com o intuito de propor curvas que representaram a correlação entre as grandezas medidas nos ensaios não destrutivos e a resistência à compressão foram utilizados os dados experimentais obtidos e assim com base na revisão bibliográfica efetuada, constatou-se que as curvas mais indicadas por diversos autores para representar as diferentes correlações foram adotadas segundo o critério do maior coeficiente de determinação ( $r^2$ ) dentre todos os modelos testados considerando além o significado físico das variáveis.

ASSIS, A.P.(2011) apresenta de maneira prática, a interpretação de  $r^2$  poderia ser feita da seguinte forma:

- $0,00 \leq r^2 \leq 0,20$  - dependência insignificante
- $0,21 \leq r^2 \leq 0,40$  - dependência fraca
- $0,41 \leq r^2 \leq 0,70$  - dependência marcante
- $0,71 \leq r^2 \leq 1,00$  - dependência forte

### 4.2.1 - Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e a resistência à Compressão

Com os dados obtidos de velocidade de propagação das ondas ultrassônicas e resistência à compressão do concreto, foram testadas diversas curvas de correlação (potência, linear, exponencial e polinômio grau 2) através de regressão simples. A Tabela 4.10 apresenta os resultados de  $r^2$  obtidos para cada um dos modelos de curva testados.

Tabela 4.10- Coeficientes de determinação ( $r^2$ ) das regressões testadas para correlações entre velocidade de onda ultrassônica ( $V$ ) e resistência à compressão ( $f_c$ ).

Correlação	Regressão	Equação	$r^2$
$V \times f_c$	Potência	$f_c = 4 * 10^{-24} V^{6,9017}$	0,679
	Linear	$f_c = 0,0738V - 267,04$	0,688
	Exponencial	$f_c = 0,0459e^{0,0016V}$	0,678
	Polinômio 2º grau	$f_c = -2 * 10^{-0,5} V^2 + 2411V - 621,88$	0,688

De acordo a tabela supracitada todas as curvas de maneira geral se ajustaram aos dados experimentais. No entanto, conforme a bibliografia estudada a melhor curva que representa esta tendência é a de potência, e por isto neste estudo foi proposta a equação 5.3. É importante considerar que de acordo com ACI 228.1R-03 (2003), a utilização das equações que representam uma determinada correlação deve ficar restrita às faixas de variação das grandezas envolvidas.

Na Figura 4.19 se apresenta a curva de correlação, juntamente com os intervalos de confiança de 95 %, além de todos os dados experimentais obtidos.

$$f_c = 4 * 10^{-24} V^{6,9017} \quad \text{Equação 4.3}$$

Onde:

$f_c$ : resistência à compressão do concreto em MPa.

$V$ : velocidade de propagação de onda ultrassônica em m/s.

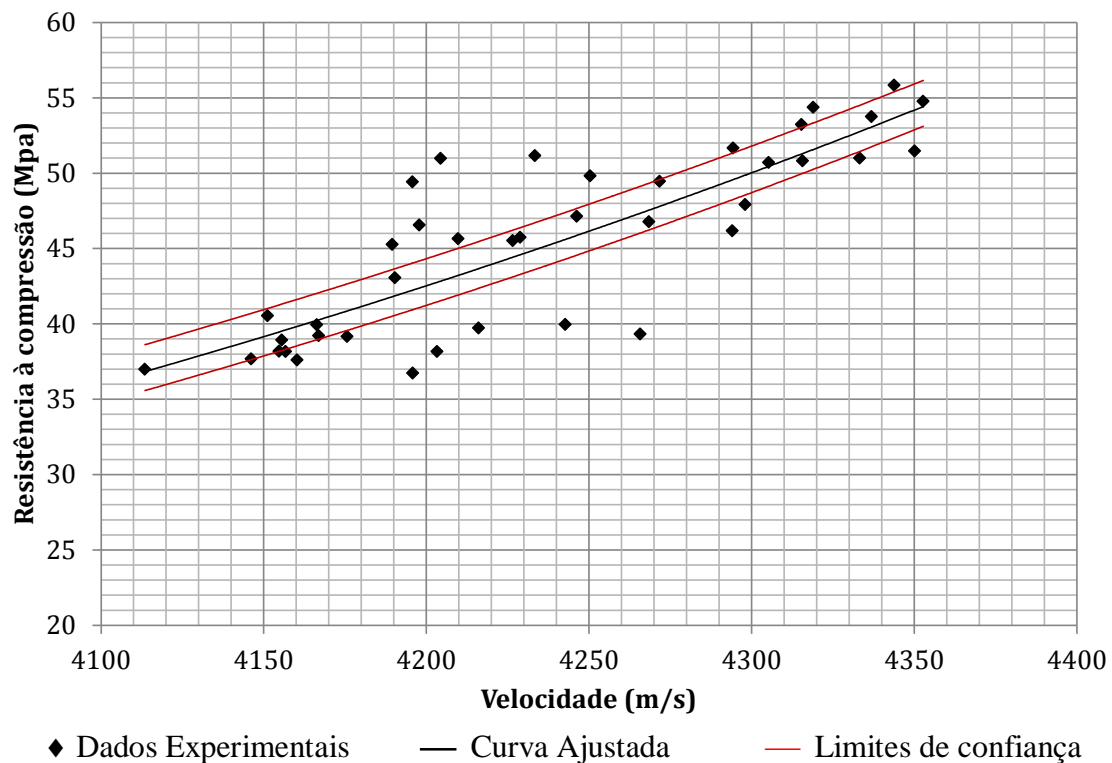


Figura 4.19- Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão de cilindros aos 28 dias.

#### 4.2.2 - Correlação entre índice esclerométrico e a resistência à compressão

Nos estudos de regressão não linear simples, visando a escolha da curva que melhor representasse a correlação entre índice esclerométrico e resistência à compressão do concreto foram testadas diversas modelos de correlação, através de regressão simples. Na Tabela 4.11 se apresenta os resultados de  $r^2$  obtidos para cada um das curvas.

Tabela 4.11- Coeficientes de determinação ( $r^2$ ) das regressões testadas para correlações entre índice esclerométrico ( $IE$ ) e resistência à compressão ( $f_c$ ).

Correlação	Regressão	Equação	$r^2$
$IE \times f_c$	Potência	$0,0074IE^{2,4467}$	0,801
	Linear	$3,133IE - 64,842$	0,814
	Exponencial	$3,9893e^{0,0689IE}$	0,798
	Polinômio 2° grau	$-0,151IE^2 + 13,856IE - 254,79$	0,818

Com base na revisão bibliográfica efetuada, constata-se que as curvas mais indicadas por diversos autores para representar a relação  $IE \times f_c$  são ade polinômio 2° grau e a linear, conforme mostrado na tabela anterior.

A correlação  $IE \times f_c$ , proposta por este trabalho, é expressa pela equação 4.4:

$$f_c = 3,13IE - 64,842 \quad \text{Equação 4.4}$$

Onde:

$f_c$ : resistência à compressão do concreto em MPa.

$IE$ : Índice esclerométrico.

A Figura 4.20 apresenta a curva de correlação proposta, juntamente com os intervalos de confiança de 95 %, além de todos os dados experimentais obtidos.

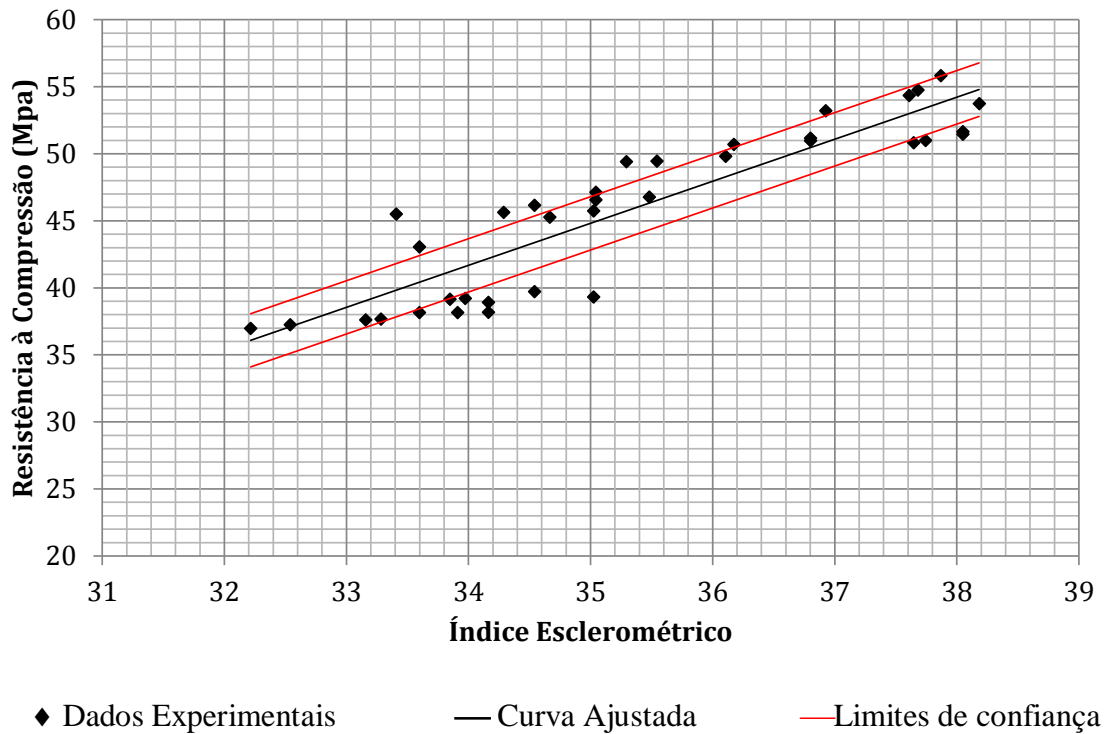


Figura 4.20- Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão de cilindros.

#### 4.2.3 - Correlação entre penetração de pino e a resistência à compressão

Com os dados obtidos de penetração de pino e resistência à compressão do concreto, foram testadas curvas de correlação de potência, linear, exponencial e polinômio grau 2 através de regressão simples. A Tabela 4.12 apresenta os resultados de  $r^2$  obtidos para cada um dos modelos de curva testados.

Tabela 4.12- Coeficientes de determinação ( $r^2$ ) das regressões testadas para correlações entre penetração de pino ( $Lp$ ) e resistência à compressão ( $f_c$ )

Correlação	Regressão	Equação	$r^2$
$Lp \times f_c$	Potência	$1475,1Lp^{-1,093}$	0,772
	Linear	$-1,8921Lp + 91,643$	0,743
	Exponencial	$127,3e^{-0,043Lp}$	0,750
	Polinômio 2° grau	$0,1575Lp^2 - 9,9749Lp + 194,12$	0,811

Segundo a tabela supracitada a curva que melhor se ajustou aos dados experimentais desta pesquisa foi a de polinômio 2º grau e de potência. No entanto, considerando o significado físico das variáveis, ou seja, a tendência do incremento da penetração quando a resistência diminui ela é melhor representada pela curva de potência expressada pela equação 4.5.

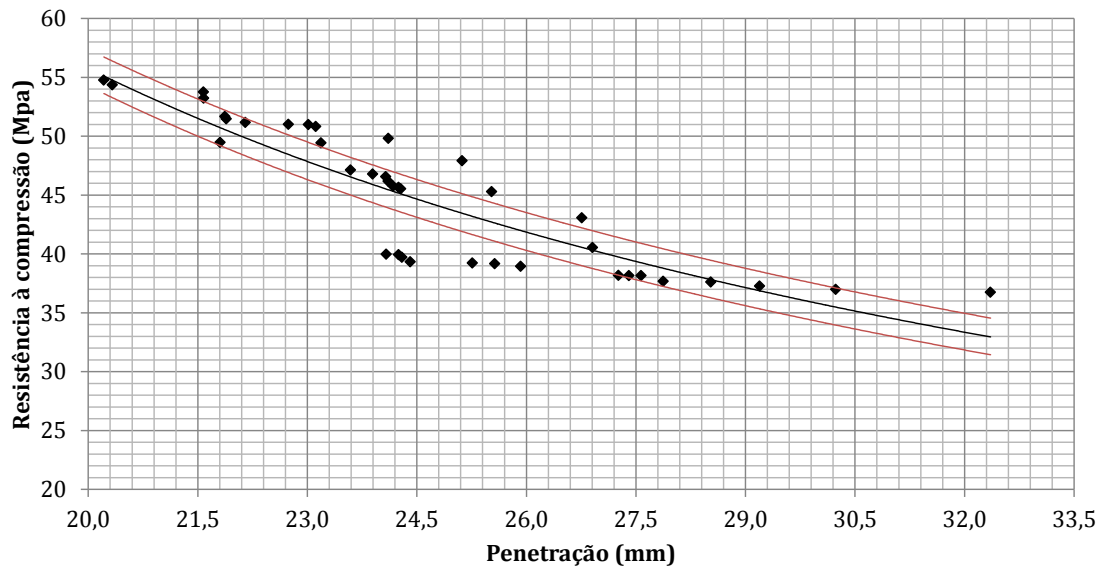
$$f_c = 1557Lp^{-1,112} \quad \text{Equação 4.5}$$

Onde:

$f_c$ : resistência à compressão do concreto em MPa.

$Lp$ : comprimento de penetração do pino em mm.

A Figura 4.21 apresenta a curva proposta para a relação entre  $Lp$  e  $f_c$  juntamente com o intervalo de confiança de 95%, além de todos os dados experimentais obtidos.



◆ Dados Experimentais      — Curva Ajustada      — Limites de confiança

Figura 4.21- Correlação entre velocidade de onda ultrassônica e resistência à compressão de cilindros.

#### 4.2.4 - Correlação entre Resistência à Compressão de corpos-de-prova moldados e extraídos

Considerando as relações entre resistência à compressão de corpos-de-prova moldados (100 mm x 200 mm) corpos-de-prova extraídos (75 mm e 50 mm de diâmetro)

apresentadas na Tabela 4.9, foi traçada uma curva de correlação entre estas duas variáveis a seguir na Figura 4.22.

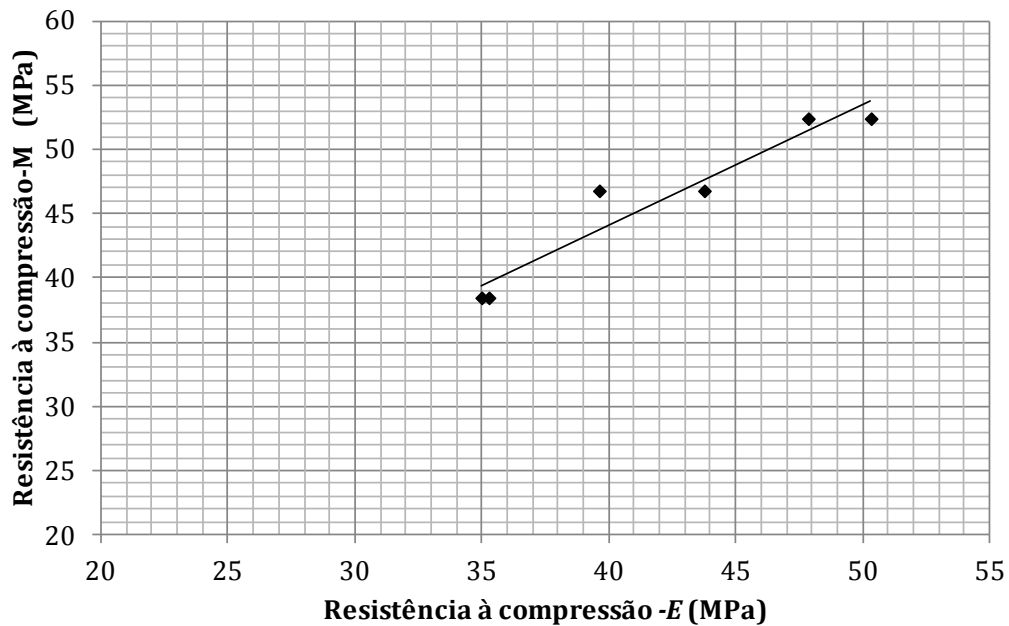


Figura 4.22- Correlação entre resistências médias dos corpos-de-prova moldados e resistência média de corpos-de-prova extraídos

Observa-se a tendência coerente do incremento da resistência à compressão nos corpos-de-prova extraídos (testemunhos) com incremento da resistência nos corpos-de-prova moldados. O maior afastamento dos resultados da curva de ajuste se apresentou no nível de resistência médio (45 MPa), onde o valor de resistência à compressão dos testemunhos de diâmetro de 75mm apresentaram maior divergência comparados com os de 50 mm de diâmetro.

### **4.3 - APLICAÇÃO DO ENSAIO DE ESCLEROMETRIA E PENETRAÇÃO DE PINO NA CENTRAL DE CONCRETO**

Na Tabela 4.13 e Tabela 4.14 estão apresentados e posteriormente discutidos os resultados dos ensaios de resistência à compressão, esclerometria e penetração de pino obtidos da amostragem avaliada na central de concreto assim como os valores estimados, calculados pela equação de regressão obtida para as diferentes séries de concreto em laboratório e a respectiva diferença (P) com os cilindros.



Tabela 4.13- Resultado de índice esclerométrico obtido nos prismas moldados na central e o valor estimado de resistência à compressão pela equação proposta.

Série	$f_{cM}$ (MPa)	IE	$f_c = 3,13IE - 64,84$	P (%)
R-1	24,5	30	29,5	+20,4
R-2	28,9	29	27,0	-6,6
R-3	36,7	31	32,3	-11,9
R-4	38,9	33	39,7	+2,1

P dado por:

$$P = \frac{(f_{cM} - f_c)}{f_{cM}} * 100$$

Tabela 4.14- Resultado de penetração de pino obtido nos prismas moldados na central e o valor estimado de resistência á compressão pela equação proposta.

Série	$f_c$ (MPa)	$L_p$ (mm)	$f_c = 1557L_p^{-1,112}$	P (%)
R-1	24,5	35,3	29,6	+20,8
R-2	28,9	34,1	30,8	+6,6
R-3	36,7	30,5	34,8	-5,2
R-4	38,9	26,5	40,7	+4,6

Da Tabela 4.13 pode-se observar de maneira geral diferenças do valor de resistência à compressão dos cilindros e o valor estimado pela equação proposta. As maiores diferenças se apresentaram na série R-1 (concreto com B0) com um valor do parâmetro P de 20,4%, seguido da série R-3 (concreto com Brita 0 e Brita 1). Os valores estimados mais próximos aos da resistência obtida nos cilindros foi da série R-4 (concreto com Brita 1) e R-2 (concreto com Brita 0 e Brita 1).

Nota-se na Tabela 4.14 que os prismas moldados na central apresentaram valores de penetração superior ao obtido em laboratório para o mesmo tipo de agregado graúdo. Tal comportamento indica uma possível tendência de maior penetração para o ensaio quando aplicado em campo, provavelmente devido aos diferentes parâmetros de mistura e as condições de cura.

Observou-se nas séries com maior resistência uma maior precisão do valor calculado pela equação proposta para o ensaio de penetração de pino.

De modo geral verifica-se também que na utilização da equação de estimativa de resistência à compressão por meio da esclerometria apresentaram-se maiores diferenças que a estimativa por meio do uso da penetração de pino, considerando que em todas as composições das diferentes séries foi mantido o tipo cimento e tipo de agregado graúdo.

Dos resultados pode-se inferir que quanto maior é o conhecimento sobre a composição e as condições de cura do concreto avaliado, a utilização de curvas específicas resultam mais confiáveis na estimativa da resistência à compressão, independentemente do método não destrutivo adotado.

## 5 - CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo contribuir para uma melhor aferição das técnicas não destrutivas e na determinação da representatividade do ensaio de extração e rompimento de testemunhos de 75 e 50 mm de diâmetro, na estimativa da resistência à compressão em concretos dosados com materiais da região e assim verificar dispersões consideráveis que podem afetar a precisão dos ensaios.

No estudo se apresenta além da revisão bibliográfica, os resultados do programa experimental que envolveu o estudo de três tipos de concreto de resistências à compressão de 30 MPa, 40 MPa e 50 MPa, e 4 mais fornecidos por uma central de concreto, nos quais foram realizados os ensaios de velocidade de onda ultrassônica, esclerometria, penetração de pino, extração de testemunhos onde as grandezas foram correlacionadas com a resistência a compressão.

Através das atividades desenvolvidas no programa experimental e a análise dos resultados obtidos podem ser destacadas as principais conclusões.

### 5.1 - QUANTO AOS MÉTODOS

- Com base nos resultados obtidos, as faixas de valores a considerar na variabilidade desta pesquisa expressos em termos de coeficiente de variação são os seguintes:  
Esclerometria..... 1,3% - 5,0%  
Velocidade de onda ultrassônica..... 0,9 % - 1,8%  
Penetração de pino..... 7,1% - 9,3%  
Extração e rompimento de testemunhos..... 3,3% - 4,6%
- Foi possível determinar de maneira geral que o ensaio de velocidade de onda ultrassônica apresentou menor variabilidade e o ensaio de penetração de pino apresentou a maior variabilidade, que conforme a referência bibliográfica, usualmente apresenta os valores supracitados.

- Os coeficientes de variação dos ensaios de resistência à compressão (cilindros e testemunhos), velocidade de onda ultrassônica e esclerometria foram menores a 5%, considerado ótimo para ensaios no laboratório.
- No ensaio de penetração de pino observou-se uma ligeira tendência de diminuição do coeficiente de variação com aumento da resistência.
- No ensaio de esclerometria evidenciou-se maior variabilidade dos resultados nas idades iniciais nas três séries de concreto. Já com aumento da resistência de 39 MPa até 52 MPa evidenciou-se uma diminuição do coeficiente de variação.
- O nível de resistência afeta a variabilidade muito mais no ensaio de esclerometria que no ensaio de velocidade de onda ultrassônica.
- Em todos os ensaios foi comprovada a distribuição normal dos resultados, como seguida na resistência à compressão.
- Nota-se que em classes de resistência menor (T-30), têm-se elevada relação água/aglomerante (0,72) pode ter afetado a incremento da dispersão dos resultados de penetração de pino e esclerometria. Este comportamento ocorre, possivelmente, pela matriz de cimento ser mais porosa, evidenciado isso no ensaio de absorção por imersão. Por isto é recomendado efetuar maior número de penetrações e impactos para um mesmo concreto, considerando os resultados desta pesquisa.
- Nota-se resultados coerentes esperados para resistência à compressão, quanto ela era maior refletia em todos os ensaios.
- Confirmou-se que as diferenças intrínsecas entre as peças como dimensões, condições de cura e estado de tensão delas acabam influenciando tanto nas grandezas medidas como na variabilidade dos resultados como observado no ensaio de velocidade de onda ultrassônica.

- Os resultados obtidos nos testemunhos em geral mostraram-se coerentes com os resultados obtidos nos ensaios de resistência a compressão dos corpos de prova moldados nas três séries de concreto estudadas, demonstrando a viabilidade de serem usados testemunhos de até 50 mm de diâmetro, na avaliação de estruturas de concreto em conjunto com os testemunhos de 10 cm de diâmetros estabelecido na norma NBR 7680:2007.
- De maneira geral observou-se um incremento da variabilidade dos resultados com diminuição do diâmetro.
- Também se evidenciou uma diminuição da resistência com diminuição do diâmetro do testemunho.
- O fator médio de convergência entre corpo-de-prova moldado e testemunhos, encontrado nesta pesquisa foi de 1,10. Isto é explicado somente pelo efeito de corte, já que as condições de lançamento e cura foram mantidas constantes no corpos de prova moldado e nos prismas onde foram extraídos os testemunhos.
- Neste estudo foi evidenciado que o valor de 10% de redução do  $\gamma_c$  (coeficiente de ponderação relativo à resistência dos materiais) foi alcançado somente com a diferença de ruptura entre corpos de prova moldados e testemunhos, indicando a diferença pertinente entre eles.

## **5.2 - QUANTO ÀS CORRELAÇÕES**

- Do estudo pode-se concluir que os ensaios não destrutivos podem ser utilizados na avaliação da resistência a compressão, sempre que seja elaborada uma curva de correlação com os materiais utilizados, principalmente nos concretos de menores resistências que apresentaram maior variabilidade em seus resultados.

- Mensurou-se a variabilidade de ensaios não destrutivos de velocidade de onda ultrassônica, esclerometria e penetração de pino propondo correlações na estimativa da resistência estatisticamente significativas, e assim propostas três equações para uma faixa de 39 MPa até 52 Mpa.
- As correlações com a resistência à compressão e os ensaios não destrutivos, propostas neste estudo foram: potência, para velocidade de onda ultrassônica e penetração de pino, e Linear para índice esclerométrico.
- A maior quantidade de valores afastados do limite de confiança se apresentou na correlação da resistência a compressão com a velocidade de onda ultrassônica confirmando a variabilidade do ensaio, método que resulta muito sensível sendo afetado por alterações na composição do concreto mais que os demais métodos.
- No teste das curvas de correlação realizado na central, verificou-se uma boa precisão na estimativa da resistência, confirmando a possibilidade de ser usadas *in loco* desde que sejam avaliados concretos elaborados com materiais similares.
- As análises de variabilidade e o desenvolvimento das curvas de correlação foram baseados nos ensaios realizados em laboratório considerando condições ideais de produção, adensamento e cura do material. Assim é importante considerar que esta variabilidade possa ser diferente para ensaios realizados *in loco*. Diante exposto os ensaios como esclerometria e velocidade de onda podem apresentar maior variabilidade *in loco*.

### **5.3 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

- Realizar ensaios de velocidade de onda ultrassônica, esclerometria e penetração de pino em obras para testar curvas de correlação obtidas neste estudo.
- Realizar estudos empregando ensaios não destrutivos em outros concretos variando parâmetros de mistura para avaliar as tendências.

- Caracterizar concretos de alta resistência por meio de ensaios não destrutivos, e avaliar a representatividade dos testemunhos de menores diâmetros na determinação da resistência à compressão.
- Determinar o módulo de elasticidade por meio do ensaio de velocidade de onda para concretos da região.
- Estudo de modelação numérica dos diferentes ensaios não destrutivos.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**American Concrete Institute ACI - 228 - 1R - 03**, 2003, *In place methods to estimate concrete strength*, Detroit, 44 pp.

**American Concrete Institute ACI - 228 - 2R - 98**, 1998, *Nondestructive test methods for evaluation of concrete in structures*, Detroit, 60 pp.

**American Concrete Institute ACI -214.4R-03**, 2003, *Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results*, Detroit, 16 pp.

ASSIS, A.P.; **Regressão e Correlação Capítulo 8**. Brasília. 2011. 37p. Apostila do curso Métodos Estatística em Geotecnia. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília.

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

\_\_\_\_\_ **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, 2009.

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

\_\_\_\_\_ **NBR 7212**, Execução de concreto dosado em central. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_ **NBR 7680**, Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos 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, 2006.

\_\_\_\_\_ **NBR 7389-1**, Agregados – Análise petrográfica de agregado para concreto, Parte 1: Agregado miúdo. Rio de Janeiro, 2009.

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

\_\_\_\_\_ **NBR 8953**, Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência. Rio de Janeiro, 2009.



\_\_\_\_\_ **NBR 12655**, Concreto de cimento Portland – Preparo, controle de recebimento - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_ **NBR NM 46**, Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro, por lavagem. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_ **NBR NM 52**, Agregado miúdo – Determinação de massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2003.

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

**British Standards Institution, BS 1881: Part 201**, 1986, “Guide to the use of non-destructive methods of test for hardened concrete”, London.

\_\_\_\_\_ **BS 1881: Part 202**, 1986, “Recommendations for surface hardness testing by rebound hammer”, London.

\_\_\_\_\_ **BS 1881: Part 203**, 1986, Recommendations for measurement of the velocity of ultrasonic pulses in concrete”, London.

\_\_\_\_\_ **BS 1881: Part 207**, 1992, “Recommendations for the assessment of concrete strength by near-to-surface tests.”, London.

AYDIN, F.; SARIBIYIK M. **Correlation between Schmidt Hammer and destructive compressions testing for concretes in existing buildings**. Scientific Research and Essays Vol. 5(13), 2010. pp. 1644-1648

BAUER, E.; KRAUSSE.; ALIVERTI M.; LEAL F. **Avaliação do concreto dos elementos estruturais do edifício Tainá**. Relatório técnico no. 11021010, 2011. 43 pp

BUNGEY J.; MILLARD, S. **Testing of concrete in structures**. 3 ed. London: Blackie Academic & Professional, 1996.

BROZOVSKY J; ZACH J. **Influence of Surface Preparation Method on the Concrete Rebound Number obtained from Impact Hammer Test**. In: 5th Pan American Conference for NDT, Cancun, Mexico, 2011. 6p.

CALDAS R.; PADARATZ, I.J.; GARGHETTI,A.; HADLICH, A.R; LOPES L.; KUMM T.C.; PFLEGER V. **Correlações Entre Técnicas Não-Destrutivas Para Avaliação Da Resistência À Compressão Do Concreto** In: 46º Congresso Brasileiro do concreto, Florianópolis, Brasil, 2004.10p.

CÂMARA, E. **Avaliação da resistência à compressão do concreto utilizado usualmente na grande Florianópolis através de métodos de ensaios não destrutivos**. 152f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina,Florianópolis, 2006.

CARINO, N. Nondestructive test methods. In: Nawy, E. (Ed.). **Concrete Construction Engineering Handbook**. 1. ed. Boca Raton, FL: CRC Press, 1997. Cap. 19

CASTRO, E. **Estudo da resistência à compressão do concreto por meio de testemunhos de pequeno diâmetro e esclerometria**. 119f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2009.

CHOQUEPUMA, M. **Utilização de métodos não destrutivos e semi-destrutivos na avaliação de pontes de concreto**.170f. Dissertação (Mestrado Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

COUTINHO, A.; GONÇALVEZ, A. **Fabrico e propriedades do betão**. Volume III, 2º ed, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1994

CRESPO D.; GUTIÉRREZ, J.P.**Estimación de la resistencia a compresión del hormigón mediante el muestreo, extracción y rotura de probetas testigo**. In: 2º Jornada de Investigación en Construcción, Madrid, España, 2008. 13p.

EVANGELISTA, A. **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivos**. 239f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

ERCOLANI, G.D.; ORTEGA N.F.; SEÑAS L. **Empleo de Ultrasonidos y Esclerometría en el diagnóstico de estructuras de hormigón afectadas por elevadas temperaturas.** In: IV Conferencia Panamericana de END, Buenos Aires, Argentina, 2007. 10p.

FERRARI V.J.; PADARATZ I.J.. **Aplicação de ondas ultra-sônicas na detecção das primeiras fissuras em vigas de concreto armado e na avaliação da resistência à compressão.** Acta Scientiarum. Technology. Maringá. Brasil. 2003, v. 25, no. 2, p. 185-191.

FERREIRA, G. **Estudo sobre fatores influentes nos resultados de ensaios não destrutivos em concreto endurecido.** 172f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2011.

FERRARO, C.C. **Advanced nondestructive monitoring and evaluation of damage in concrete materials.** 310p. thesis (Masters of engineering) - University of Florida, Florida, 2003.

FERREIRA, A.P; CASTRO, P. F. **Application of NDT to Concrete Strength Estimation.** International Symposium on NDT Contribution to the Infrastructure Safety Systems, February, 2000, vol. 5 No 02.

FUSCO, P. Tecnologia do Concreto Estrutural-Tópicos aplicados. 1 ed. São Paulo: Pini, 2008.

GUIMARÃES A.T. Propriedades do Concreto Fresco. **Resistência Mecânica do Concreto.** In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações.** 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 16.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto.** 1 ed. São Paulo: Pini, 1993.

HELENE, P. **Análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança** (texto provisório e em elaboração), São Pulo, 2011.

HYDARADAYA M., H.L. **Estudo laboratorial sobre os danos causados pelo broqueamento e retificação em corpos de prova testemunhos.** 107f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil.)- UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO, Recife, 2006.

HOOBS,B.; TCHOKETCH M. **Non-destructive testing techniques for the forensic engineering investigation of reinforced concrete buildings.** Forensic Science International, 2007, PP.167–172.

INTERNATIONAL ATOMIC ENERGY AGENCY (IAEA). **GUIDEBOOK ON NON-DESTRUCTIVE TESTING OF CONCRETE STRUCTURES.**1 ed. Vienna: IAEA in Austria, 2002.

IRRIGARAY, M. A. P.; PINTO, R.C.A. **Efeito do tipo de cimento e tipo de agregado na velocidade de pulsos ultrassônicos e sua correlação com a resistência à compressão.** In: 53° Congresso Brasileiro do concreto, Florianópolis, Brasil, 2011.12p.

JACINTHO, A.; GIONGO, J. **Resistência Mecânica do Concreto.** In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações.** 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 20.

JOFFILY, I. **Avaliação do ensaio de penetração de pino para mensuração indireta da resistência à compressão do concreto,** 155 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil)- Universidade de Brasília, Brasília, 2010.

LAWSON I.; DANSO K.A.; ODOI H.C.; ADJEI C.A.; QUASHIE F.K.; MUMUNI I.I.; IBRAHIM I.S. **Non-Destructive Evaluation of Concrete using Ultrasonic Pulse Velocity.**Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology Published. 2011. PP 409-504

LEMOS, K. B. Q. (2005). **Manutenção e Reabilitação de Túneis,** 186 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)- Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

Publicação G.DM 138/2005, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 186 p.

LIU, J.; SUE M.; KOU C.; **Estimating the Strength of Concrete Using Surface Rebound Value and Design Parameters of Concrete Material.** Tamkang Journal of Science and Engineering, Vol. 12, No. 1, 2009. PP. 1-7

MACHADO, A. **Utilização de diferentes tipos de pino e carga de espoleta no ensaio de penetração.** 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal Fluminense, Niterói, 2005.

MACHADO, M. **Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos.** 294f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

MALHOTRA, V.; CARINO, N. **Handbook on nondestructive testing of concrete.** 2 ed. United States of America: CRC Press LLC, 2004.

MALHOTRA, V **Nondestructive Tests, Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials (STP 169C) STP 169D,** 2006. pag 314

MATIAS, J.F.; Aditivos para Concreto. **Resistência Mecânica do Concreto.** In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações.** 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 13.

MEHTA, P.; MONTEIRO, P. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais.** 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

National Ready Mixed Concrete Association RMCA, **Strength of In-Place Concrete. Concrete in practice 2000. Disponível em:**

<<http://www.nrmca.org/aboutconcrete/cips/10p.pdf>> Acesso em: 20 março 2011.

NEPOMUCENO, M. **Ensaio não Destrutivo em Betão.** «PAPCC» Universidade da Beira Interior, Covilhã (Portugal), Julho 1999.

NETO, C. Agregados para Concreto. In: Isaia, G. C. (Ed). **Concreto, Ensino, Pesquisa e Realizações**. 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 11.

NEVILLE, A. **Propriedades do concreto**. 1° ed. São Paulo: Pini, 1987.

NIKBIN, I. M.; ESLAMI, M.; REZVANI, S. M. **An Experimental Comparative Survey on the Interpretation of Concrete Core Strength Results**. European Journal of Scientific Research, Vol.37 No.3 , 2009. PP.445-456.

NIST/SEMATECH e-Handbook of Statistical Methods. Disponível em <<http://www.itl.nist.gov/div898/handbook>>. Acesso em setembro 2011.

OZYILDIRIM, C. ; CARINO, N. **Concrete Strength Testing**, Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials (STP 169C) STP 169D, 2006. pag 125

PASCALE, G.; DI LEO, A.; BONORA V. **Nondestructive assessment of the actual compressive strength of high-strength concrete**. Journal of Materials in civil engineering. October, 2003. PP 453-459.

PEREIRA, M. **Controle da Resistência do Concreto: paradigmas e variabilidades – estudo de caso**. 229f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

PEREIRA, E.; ROCHA F.C.; GRECO, M.V.; FERREIRA, A.; MEDEIROS, M. **Estimativa da resistência do concreto através de ensaios de esclerometria e “Pull Off”**. In: 7° Congreso Internacional sobre Patología e rehabilitación de las estructuras, Fortaleza, Brasil, 2011. 13p.

PETERSON. N. **Recommendations for estimation of quality of concrete in finished structures**. Materiaux et Constructions. Vol. 4, No. 24, 1971, pp. 379–397.

PINTO R.; DUTRA F. **Variabilidade do ensaio brasileiro de penetração de pinos – efeito da distância entre cravações e umidade Superficial.** In 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Recife, Brasil, 2005. 8p.

PINTO, R.C.A; PADARATZ, I.J; GARGHETTI, A.; HADLICH, A.R.; LOPES, L.; KUMM T.; PFLEGER V. **Controle De Qualidade do Concreto em Obra Utilizando Técnicas Não- Destrutivas.** In: 53º Congresso Brasileiro do concreto, Florianópolis, Brasil, 2011.10p.

PINTO, R.C.A; PADARATZ, I.J; GARGHETTI, A.; HADLICH, A.R.; LOPES, L.; KUMM T.; PFLEGER V. **Correlações entre técnicas não destrutivas para avaliação da resistência à compressão do concreto.** In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON, Florianópolis, Brasil, 2004. 13p.

PUCINOTTI, R. ***In situ* concrete strength assessment: Influence of the aggregate hardness on the Windsor probe test results,** Journal of Building Appraisal Vol. 5,1, 2009, pp. 75–85

PUL, S.; HUSEM, M.; ARSLAN, E.; ZANDI, Y. **Investigation of Relation between Core and Cylindrical Strength of Concrete Specimen Cured in Different Conditions.**IN: 4th WSEAS International Conference on Engineering Mechanics, Structures, Engineering Geology. Corfu Island, Greece, 2011, pp. 265-269

QASRAWI, H. Y. **Concrete strength by combined nondestructive methods Simply and reliably predicted.** Cement and Concrete Research, n.30, January, 2000, pp.739–746.

RIXOM M.R.; MAILVAGANAM N.P. **Chemical Admixtures for Concrete.** 3º ed. São Paulo: E & FN Spon, 1999.

RODRÍGUEZ, M.; BONAL, R. **El contenido de agua en el concreto y su incidencia sobre el valor de la velocidad del pulso ultrasónico.**In: XXI Congresso Nacional De Ensaio Não Destrutivos-CONAEND. Salvador, Brasil, 2002.8p

TANYIDIZI, H. COSKUN, A. **Determination of the principal parameter of ultrasonic pulse velocity and compressive strength of lightweight concrete by using variance method.** Russian Journal of Nondestructive Testing, Vol. 44, No. 9, 2008, pp. 639–646.

TEATINI, J.C. **Estruturas de Concreto Armado.** 1º ed. Brasília: Universidade de Brasília, 2005.

THAI, K. C.; QUEIROZ, R.; PINTO M.; PRINCE, W. **A técnica de emissão ultrassônica para avaliação das propriedades mecânicas do concreto.** In: 53º Congresso Brasileiro do concreto, Florianópolis, Brasil, 2011.16p.

THOMAZ, E. **Execução, Controle e Desempenho das Estruturas de Concreto.** In: Isaia, G.C. (Ed). **Concreto – Ensino, Pesquisas e Realizações.** 1 ed. São Paulo: SmartSystem Consulting, 2005. Cap. 18.

TUNCAN, M. ; ARIÖZ, O; RAMYAR, K. ; KARASU, B. **Assessing concrete strength by means of small diameter cores.** Construction and Building Materials No 22, 2008, pp. 981-988.

VECCA, C. R. ; LUCERO R.S. **Parámetros que influyen en los resultados de los ensayos no destructivos de esclerometría y ultrasonido.** In: 1er Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Asunción, Paraguay, 2010. 8p.

VIEIRA FILHO, J. **Avaliação da resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos: contribuição à estimativa do coeficiente de correção devido aos efeitos do broqueamento.** 216f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.



## **APÊNDICES**

**APÊNDICE A - RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À  
COMPRESSÃO E ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO EM CILINDROS**

Tabela A.1 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 7 dias série T-30.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA LEM																									
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ESCLEROMETRIA																									
fc: 30 Mpa																									
TRAÇO	CP	DATA MOLDAGEM	DATA ROMPIMENTO	IDADE (dias)	PESO (g)	DIÂMETRO (cm)	ALTURA (cm)	CARGA Kgf	IE1	IE2	IE3	IE4	IE5	IE6	IE7	IE8	IE9	Media 10%	Media + 10%	Media - 10%	Max	Min	K	IE EFFECT	fc (Mpa)
T.01	1	25/05/2011	01/06/2011	7	3780	10,132	20,0	20640	14	14	15	13	15	16	14		15	14,50	15,95	13,05	16	13	1,0132	14,69	25,60
	2			7	3745	10,143	19,8	23170	16	17	17	16	16	15	16		15	16,00	17,60	14,40	17	15	1,0132	16,21	28,67
	3			7	3750	10,129	19,9	22090	14		14	14		14	14	16	14	14,29	15,71	12,86	16	14	1,0132	14,47	27,41
T.02	1	26/05/2011	02/06/2011	7	3735	10,010	19,7	22240	16	17	16	16		17	15	16	17	16,25	17,88	14,63	17	15	1,0132	16,46	28,26
	2			7	3785	10,009	19,8	23000	14	16	14	14	16	15	14		14	14,63	16,09	13,16	16	14	1,0132	14,82	29,23
	3			7	3765	10,096	19,9	23100	14	15		14	15		14	14	14,33	15,77	12,90	15	14	1,0132	14,52	28,86	
T.03	1	27/05/2011	03/06/2011	7	3760	10,020	19,7	24460	16		15	17		16	17		17	16,33	17,97	14,70	17	15	1,0132	16,55	31,02
	2			7	3810	10,023	19,7	24000	16	16	17		15	16	17	16	15	16,00	17,60	14,40	17	15	1,0132	16,21	30,42
	3			7	3800	10,034	19,9	23640	15	17	14	14	17	15	15	17	16	15,56	17,11	14,00	17	14	1,0132	15,76	29,90

Tabela A.2 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 28 dias série T-30.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA LEM																									
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ESCLEROMETRIA																									
fc: 30 Mpa																									
TRAÇO	CP	DATA MOLDAGEM	DATA ROMPIMENTO	IDADE (dias)	PESO (Kg)	DIÂMETRO (cm)	ALTURA (cm)	CARGA Kgf	IE1	IE2	IE3	IE4	IE5	IE6	IE7	IE8	IE9	Media 10%	Media + 10%	Media - 10%	Max	Min	K	IE EFFECT	fc (Mpa)
T.01	1	25/05/2011	22/06/2011	28	3790	9,995	19,972	30850	18	19	18	17	20	19	18	20	18	18,56	20,41	16,70	20	17	1,0185	18,90	39,32
	2				3785	10,056	19,980	31100	19	20	19	19	21	20	21		20	19,88	21,86	17,89	21	19	1,0185	20,24	39,16
	3				3792	10,061	19,989	29900	15	17	15	18	18	17	18	18	16	16,89	18,58	15,20	18	15	1,0185	17,20	37,61
	4				3745	10,026	19,888	29000	19		19	18	19	18	18	19	18	18,50	20,35	16,65	19	18	1,0185	18,84	36,73
	5				3720	10,013	20,168	30880	18	20	19	19	21	18	19	21	18	19,22	21,14	17,30	21	18	1,0185	19,58	39,22
T.02	1	26/05/2011	23/06/2011	28	3780	10,056	19,919	29370	17	19	18	18	19	19	19	18	18	18,33	20,17	16,50	19	18	1,0185	18,67	36,98
	2				3805	10,022	20,077	30100	18	20	19	19	20	20	18	19	20	19,22	21,14	17,30	20	18	1,0185	19,58	38,16
	3				3705	10,019	19,945	31510	21	19	19	21	19	21	19	21	20	20,00	22,00	18,00	21	19	1,0185	20,37	39,97
	4				3710	10,021	20,010	30110	19		19	20	21	19	20	21	19	19,75	21,73	17,78	21	19	1,0185	20,12	38,18
	5				3715	10,051	20,100	29890	19	18	18	19	20	18	20	19	19	18,89	20,78	17,00	20	18	1,0185	19,24	37,67
T.03	1	27/05/2011	24/06/2011	28	3760	10,050	19,856	31680	17	19	16	19	17	18		16		17,43	19,17	15,69	19	16	1,0185	17,75	39,94
	2				3805	10,144	20,097	30110	18		19	19	20	18	19	20	19	19,00	20,90	17,10	20	18	1,0185	19,35	37,26
	3				3780	10,055	20,181	31540		19	18	17	19		17	19	17	18,00	19,80	16,20	19	17	1,0185	18,33	39,72
	4				3785	10,101	20,150	31200	17	18		17	18	17	17	19	18	17,63	19,39	15,86	19	17	1,0185	17,95	38,93
	5				3800	10,022	20,100	30100	18	19		17	18		17	19	18	18,00	19,80	16,20	19	17	1,0185	18,33	38,16

Tabela A.3 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 7 dias série T-40.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA LEM																									
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ESCLEROMETRIA																									
fc: 40 Mpa																									
TRAÇO	CP	DATA MOLDAGEM	DATA ROMPIMENTO	IDADE (dias)	PESO (g)	DIÂMETRO (cm)	ALTURA (cm)	CARGA (Kgf)	IE1	IE2	IE3	IE4	IE5	IE6	IE7	IE8	IE9	Media	Media + 10%	Media - 10%	Max	Min	K	IE EFFECT	fc (Mpa)
T.04	1	06/06/2011	14/06/2011	7	3820	10,065	19,5	29100	19	20	21	16	20		20	19	21	19,50	21,45	17,55	21	16	0,9897	19,30	36,57
	2				3810	10,016	19,0	31970	19		18	19	20	19	19	20	19	19,13	21,04	17,21	20	18	0,9897	18,93	40,58
	3				3815	10,060	19,6	30900	19	20	19		20		19	18	21	19,43	21,37	17,49	21	18	0,9897	19,23	38,88
T.05	1	07/06/2011	15/06/2011	7	3765	10,019	19,1	27000	19	20	18	19	21	18	18	20		19,13	21,04	17,21	21	18	0,9897	18,93	34,25
	2				3760	10,014	18,5	27540	20	18			19	17	20	19	18	18,71	20,59	16,84	20	17	0,9897	18,52	34,97
	3				3759	10,015	19,2	27490	16	17	16	17		18	16	18	15	16,63	18,29	14,96	18	15	0,9897	16,45	34,90
T.06	1	08/06/2011	16/06/2011	7	3795	10,060	19,9	28190	18	17	18	16	18	16	16	18	16	17,00	18,70	15,30	18	16	0,9897	16,83	35,47
	2				3770	10,020	19,8	29140	16	18	20		17	19	17	18	17	17,75	19,53	15,98	20	17	0,9897	17,57	36,95
	3				3785	10,060	19,7	27530	19	17	16	18		16	17	18	18	17,38	19,11	15,64	19	16	0,9897	17,20	34,64

Tabela A.4 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 28 dias série T-40.

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA LEM																									
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ESCLEROMETRIA																									
fc: 40 Mpa																									
TRAÇO	CP	DATA MOLDAGEM	DATA ROMPIMENTO	IDADE (dias)	PESO (g)	DIÂMETRO (cm)	ALTURA (cm)	CARGA (Kgf)	IE1	IE2	IE3	IE4	IE5	IE6	IE7	IE8	IE9	Media	Media + 10%	Media - 10%	Max	Min	K	IE EFFECT	fc (Mpa)
T.04	1	06/06/2011	05/07/2011	28	3830	9,994	20,138	40800	18		18	18	20	18	19		18	18,43	20,27	16,59	20	18	0,9948	18,33	
	2				3865	10,056	20,268	41750	18	21	20	18		20	19	21	18	19,38	21,31	17,44	21	18	0,9948	19,27	
	3				3825	10,090	20,100	37400	23	25	23	25		25	23	23	22	23,63	25,99	21,26	25	22	0,9948	23,50	46,77
	4				3800	10,015	20,092	39950	24		24	25	26	24	24	25	25	24,63	27,09	22,16	26	24	0,9948	24,50	50,71
	5				3770	10,012	20,069	38940	25			23	24	23	22	24	23	23,43	25,77	21,09	25	22	0,9948	23,31	49,46
T.05	1	07/06/2011	06/07/2011	28	3815	10,053	20,086	35940	19		20	22	23	24	21	23	21	21,63	23,79	19,46	24	20	0,9948	21,51	45,28
	2				3775	10,057	20,011	36340	21	23	21	22	24	23	22	23	22	22,33	24,57	20,10	24	21	0,9948	22,22	45,75
	3				3770	10,029	20,007	32020	23	22	20	19		21	23	22	21	21,38	23,51	19,24	23	19	0,9948	21,26	
	4				3755	10,027	19,963	34000	20	23		20	23	25	24	21	22	22,29	24,51	20,06	25	20	0,9948	22,17	43,06
	5				3800	10,026	20,120	36450	23	24	23	24	23	24	22		22	23,13	25,44	20,81	24	22	0,9948	23,01	46,17
T.06	1	08/06/2011	07/07/2011	28	3825	10,060	20,024	37460	23	24	23	24	23		24	23	23	23,38	25,71	21,04	24	23	0,9948	23,25	47,13
	2				3820	10,072	20,094	39380	23	22		23	25	26	26	25		24,29	26,71	21,86	26	22	0,9948	24,16	49,43
	3				3755	10,026	19,938	36760	25		22	21	23		22	21	24	22,57	24,83	20,31	25	21	0,9948	22,45	46,56
	4				3740	10,022	20,012	35910	24	21		23	22	23		21	21	22,14	24,36	19,93	24	21	0,9948	22,03	45,52
	5				3825	10,035	20,100	36100	22	24	22	25	24	21	23	21	22	22,67	24,93	20,40	25	21	0,9948	22,55	45,64

Tabela A.5 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 7 dias série T-50.



 <b>UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b> <b>LEM</b>																									
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ESCLEROMETRIA																									
fc: 50 Mpa																									
TRAÇO	CP	DATA MOLDAGEM	DATA ROMPIMENTO	IDADE (dias)	PESO (Kg)	DIÂMETRO (cm)	ALTURA (cm)	CARGA Kgf	IE1	IE2	IE3	IE4	IE5	IE6	IE7	IE8	IE9	Media	Media + 10%	Media - 10%	Max	Min	K	IE Efect	fc (Mpa)
T.04	1	13/07/2011	20/08/2011	7	3,815	10,06	20,080	33720	21			21	21		22	23	22	21,67	23,83	19,50	23	21	1,0239	22,19	42,46
	2				3,790	10,08	20,081	32450	20		19	19	21	20		22	19	20,00	22,00	18,00	22	19	1,0239	20,48	40,70
	3				3,750	10,06	19,949	32440	20	22	19	20	19	20		20	21	20,13	22,14	18,11	22	19	1,0239	20,61	40,85
T.05	1	14/07/2011	21/08/2011	7	3,770	10,03	19,947	33400	18	20	18	18	19	18	19	20	18	18,67	20,53	16,80	20	18	1,0239	19,11	42,29
	2				3,810	10,05	20,028	33380	22	20	20		20	19		20	17	19,71	21,69	17,74	22	17	1,0239	20,19	42,05
	3				3,800	10,05	20,010	33360	23	22	20			22	19	22	19	21,00	23,10	18,90	23	19	1,0239	21,50	42,05
T.06	1	15/07/2011	22/08/2011	7	3,810	10,06	20,012	33800	20	20	19	19	20	18	18	20	17	19,00	20,90	17,10	20	17	1,0239	19,45	42,50
	2				3,870	10,07	20,130	33380	20	21	19	17	21	20	18	20	19	19,44	21,39	17,50	21	17	1,0239	19,91	41,95
	3				3,840	10,10	20,080	33480	19	20	17	18			19	18	20	19	18,75	20,63	16,88	20	17	1,0239	19,20

Tabela A.6 - Resultados de resistência à compressão e índice esclerométrico na idade de 28 dias série T-50.

 <b>UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA</b> <b>LEM</b>																									
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO E ESCLEROMETRIA																									
fc: 50 Mpa																									
TRAÇO	CP	DATA MOLDAGEM	DATA ROMPIMENTO	IDADE (dias)	PESO (g)	DIÂMETRO (cm)	ALTURA (cm)	CARGA Kgf	IE1	IE2	IE3	IE4	IE5	IE6	IE7	IE8	IE9	Media	Media + 10%	Media - 10%	Max	Min	K	IE Efect	fc (Mpa)
T.07	1	13/07/2011	10/08/2011	28	3789	9,986	19,889	39010	21		23	22	23	24	23	25	23	23,00	25,30	20,70	25	22	1,0308	23,71	49,81
	2				3826	10,039	19,976	40360	26	25	24	25	23	25		25	26	24,88	27,36	22,39	26	23	1,0308	25,64	50,99
	3				3805	9,994	19,995	39870	25	25	23	25	26	23	26	23	25	24,56	27,01	22,10	26	23	1,0308	25,31	50,83
	4				3842	10,037	20,010	40720			26	25		25	24	23	26	24,83	27,32	22,35	26	23	1,0308	25,60	51,47
T.08	1	14/07/2011	11/08/2011	28	3805	10,020	20,011	40740	24	23	26	25	24	23	26	24	25	24,44	26,89	22,00	26	23	1,0308	25,20	51,66
	2				3822	10,097	20,007	43040	23	24	21	25	22	21		25	25	23,25	25,58	20,93	25	21	1,0308	23,97	53,75
	3				3811	10,009	19,963	41880	24	25	23	23	22	23	24	23	24	23,44	25,79	21,10	25	22	1,0308	24,17	53,23
T.09	1	15/07/2011	12/08/2011	28	3829	10,042	20,024	43060	22	25	23		25	24		24		23,83	26,22	21,45	25	23	1,0308	24,57	54,37
	2				3839	10,031	20,094	43280	26	24	25	23	26	25	25	24		24,75	27,23	22,28	26	23	1,0308	25,51	54,77
	3				3829	9,988	19,938	43750	26	24		26	24	23	25	25	24	24,63	27,09	22,16	26	23	1,0308	25,38	55,84
	4				3762	10,036	19,948	40330	25	27	26	24	25		24	26	26	25,38	27,91	22,84	27	24	1,0308	26,16	50,98
	5				3829	10,033	20,178	40450	25	26		26	25		24	26	25	25,29	27,81	22,76	26	24	1,0308	26,06	51,16

**APÊNDICE B - RESULTADOS DO ENSAIO DE INDICE ESCLEROMETRICO E  
PENETRAÇÃO DE PINO**

Tabela B.1 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino-prisma 1 série T-30.


 <b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS</b> <b>(LEM/ENC/UnB)</b>												
<b>ENSAIO DE ESCLEROMETRIA</b>												
<b>LEITURA</b>	<b>(<math>\alpha = +90^\circ</math>)</b>											
	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>	
1	29				30				29		29	
2	32		32		31		34		30		32	
3	31		27		30		32		31		30	
4	29		31		31		31		30		26	
5	29		30		30		32		30		30	
6	31		30		31		30		30		31	
7	30		29		31		32		31		24	
8	32		32		30		30		31		28	
9	32		27		31		35		31		30	
10	30		29		32				31		32	
11	32		32		30		30		33		29	
12	30		28		31		32		30		29	
13	32		32		30		31		31		30	
14	30		29		31		30		32		31	
15	32				31		34		31		30	
16	30		32		27		33		32		24	
<b>MÉDIA</b>	31		30		30		32		31		29	
<b>MÉDIA +10%</b>	34		33		33		35		34		32	
<b>MÉDIA -10%</b>	28		27		27		29		28		26	
<b>MÁX</b>	32		32		32		35		33		32	
<b>MIN</b>	29		27		27		30		29		24	
<b>IE</b>	31		30		30		32		31		29	
<b>Fator calib.</b>	1,005		1,005		1,005		1,005		1,005		1,005	
<b>IE efetivo</b>	31		30		31		32		31		29	
<b>IE Corrigido</b>	34		33		34		35		34		32	
<b>ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO</b>												
<b>LEITURAS</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>	
L1 (mm)	22,55	19,69	25,84	24,64	17,65	22,17	20,65	35,4	25,14	24,47		
L2 (mm)	22,31	19,84	26,00	24,84	17,63	22,08	20,96	35,5	26,27	24,41		
<b>PENETRAÇÃO</b>	27,57	30,24	24,08	25,26	32,36	27,88	29,20	14,55	24,30	25,56		

Tabela B.2 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino-prisma 2 série T-30.


 <b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS</b> <b>(LEM/ENC/UnB)</b>												
<b>ENSAIO DE ESCLEROMETRIA</b>												
<b>LEITURA</b>	<b>(<math>\alpha = +90^\circ</math>)</b>											
	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>			
1	32		31		29		30		31		32	
2	32		32		29		31		30		32	
3	31		31		29		32		29		32	
4	30		32				31		32		31	
5	31		31		30		31		29		31	
6	32		32				31		30		32	
7	32		32		30		28		29		32	
8	31		31		30		32		31		30	
9	32		30		34		31		29		30	
10	30		32				29		31		30	
11	29		32		29		30		30		30	
12	31		30		30		32		29		32	
13	32		32		29		32		30		31	
14	29		30		28		32		29		32	
15	30		32		28		30		32		31	
16	32		32		27		30		31		29	
<b>MÉDIA</b>	31		31		29		31		30		31	
<b>MÉDIA +10%</b>	34		35		32		34		33		34	
<b>MÉDIA -10%</b>	28		28		26		28		27		28	
<b>MÁX</b>	32		32		34		32		32		32	
<b>MIN</b>	29		30		27		28		29		29	
<b>IE</b>	31		31		29		31		30		31	
<b>Fator calib.</b>	1,005		1,005		1,005		1,005		1,005		1,005	
<b>IE efetivo</b>	31		32		30		31		30		31	
<b>IE Corrigido</b>	<b>34</b>		<b>35</b>		<b>33</b>		<b>34</b>		<b>33</b>		<b>34</b>	
<b>ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO</b>												
<b>LEITURAS</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>	
L1 (mm)	15,74	25,9	22,75	21,42	24,34		24,04		17,63	14,40	22,63	17,17
L2 (mm)	15,82	25,60	22,73	21,53	24,53		24,12		17,66	12,23	22,56	17,51
<b>PENETRAÇÃO</b>	<b>34,22</b>	<b>24,25</b>	<b>27,26</b>	<b>28,53</b>	<b>25,57</b>		<b>25,92</b>		<b>32,36</b>	<b>36,69</b>	<b>27,41</b>	<b>32,66</b>



Tabela B.3 - Resultados de índice esclerométrico - prisma 3 série T-30.


 LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)						
ENSAIO DE ESCLEROMETRIA						
LEITURA	( $\alpha = +90^\circ$ )					
	A	B	C	D	E	F
1	32	32	30	32	32	32
2	35	32	31	31	31	33
3	32	31	30	33	30	33
4	34	30	33	31	30	32
5	31	33	31	32	33	32
6		33	30	30		33
7	34	32	30	30	30	31
8	35	31	29	31	31	30
9	32	35	31	33	32	30
10	32	31	32	32	33	31
11	32	32		31		31
12	34	33	32	30	30	32
13	34	32	30	33	31	35
14	33	32	33	30	30	30
15	32	33	31	33	33	31
16	33	34	30	32	32	32
<b>MÉDIA</b>	33	32	31	32	31	32
<b>MÉDIA +10%</b>	36	35	34	35	34	30
<b>MÉDIA -10%</b>	30	29	28	28	28	29
<b>MÁX</b>	35	35	33	33	33	35
<b>MIN</b>	31	30	29	30	30	30
<b>IE</b>	33	32	31	32	31	32
<b>Fator calib.</b>	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005
<b>IE efetivo</b>	33	32	31	32	31	32
<b>IE Corrigido</b>	36	35	34	35	34	35

Tabela B.4 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino-prisma 1 série T-40.


 <b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS</b> <b>(LEM/ENC/UnB)</b>												
<b>ENSAIO DE ESCLEROMETRIA</b>												
<b>LEITURA</b>	<b>(<math>\alpha = +90^\circ</math>)</b>											
	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>	
1	30		31		33		32		33		31	
2	28		33		31		32		32		32	
3	31		32		31		30		31		32	
4	32		36		32		32		32		31	
5	32		31		32		33		33		33	
6	32		33		33		32		32		32	
7	30		33		31				33		33	
8	32		32		31		30		33		31	
9	30		31		33		31		32			
10	32		33				30		33		33	
11	28		34		31		32		30		33	
12	30		35		33		30		32		31	
13	29		34		33		33		33		31	
14	30		35		34				34			
15	29		33		34		32		33		32	
16	32		32		33		30		32		31	
<b>MÉDIA</b>	30		33		32		31		32		32	
<b>MÉDIA +10%</b>	33		36		36		34		36		35	
<b>MÉDIA -10%</b>	27		30		29		28		29		29	
<b>MÁX</b>	32		36		34		33		34		33	
<b>MIN</b>	28		31		31		30		30		31	
<b>IE</b>	30		33		32		31		32		32	
<b>Fator calib.</b>	1,005		1,005		1,005		1,005		1,005		1,005	
<b>IE efetivo</b>	31		33		33		32		33		32	
<b>IE Corrigido</b>	34		36		35		35		36		35	
<b>ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO</b>												
<b>LEITURAS</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>	
L1 (mm)	27,20	26,33	26,09	25,38	25,00	26,86	23,72	22,49	25,33	26,71		
L2 (mm)	27,28	26,44	26,50	25,33	26,50	25,96	23,96	22,80	25,40	26,98		
<b>PENETRAÇÃO</b>	22,76	23,62	23,71	24,65	24,25	23,59	26,16	27,36	24,64	23,16		

Tabela B.5 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino-prisma 2 série T-40.


				<b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)</b>								
<b>ENSAIO DE ESCLEROMETRIA</b>												
<b>LEITURA</b>	<b>(<math>\alpha = +90^\circ</math>)</b>											
	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>	
1	29		30		33		33		32		31	
2	30		30		33		32		33		32	
3	32		32		32		31		30		31	
4	29		32		32		33		32		32	
5	30		31		33		30		31		30	
6	32		32		32		31		32		32	
7	29		31		33		30		33		30	
8	31		32		32		32		32		31	
9	30		33		31		31		33		30	
10	31		30		33		32		32		31	
11	29		32		32		30		30		30	
12	30		34		32		31		30		32	
13	30		32		33		32		32		31	
14	31		33		31		31		33		32	
15	30		32		30		32		32		32	
16	31		34		32		31		33		31	
<b>MÉDIA</b>	30		32		32		31		32		31	
<b>MÉDIA +10%</b>	33		35		35		35		35		34	
<b>MÉDIA -10%</b>	27		29		29		28		29		28	
<b>MÁX</b>	32		34		33		33		33		32	
<b>MIN</b>	29		30		30		30		30		30	
<b>IE</b>	30		32		32		31		32		31	
<b>Fator calib.</b>	1,005		1,005		1,005		1,005		1,005		1,005	
<b>IE efetivo</b>	30		32		32		32		32		31	
<b>IE Corrigido</b>	<b>33</b>		<b>35</b>		<b>35</b>		<b>35</b>		<b>35</b>		<b>34</b>	
<b>ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO</b>												
<b>LEITURAS</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		<b>F</b>	
L1 (mm)	25,65	32,39	29,25	22,33	22,99	28,19	25,59	26,2	22,12	26,71		
L2 (mm)	25,79	32,67	29,22	22,78	23,2	28,2	25,62	26,29	22,13	23,05		
<b>PENETRAÇÃO</b>	24,28	17,47	20,77	27,45	26,91	21,81	24,40	23,76	27,88	23,17		

Tabela B.6 - Resultados de índice esclerométrico - prisma 3 série T-40.


				LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)		
ENSAIO DE ESCLEROMETRIA						
LEITURA	( $\alpha = +90^\circ$ )					
	A	B	C	D	E	F
1	32	36	35	30	35	36
2	36	32	36	34	36	34
3	32	36	32	34	34	34
4	32	32	36	36	32	32
5	32	32	34	32	35	36
6	34	35	36	34	33	35
7	34	38	34	32	36	33
8	34	34	33	36		34
9	34	32	34	32	35	34
10	32	35	36	36	33	33
11	33	36	36	36	35	34
12	34	37	33	33		36
13	35	34	35	35	32	36
14	33	37	33	34	32	35
15	34	36	34	34	35	34
16	33	36	36	36	36	34
<b>MÉDIA</b>	33	35	35	34	34	34
<b>MÉDIA +10%</b>	37	38	38	37	38	38
<b>MÉDIA -10%</b>	30	31	31	31	31	31
<b>MÁX</b>	36	38	36	36	36	36
<b>MIN</b>	32	32	32	30	32	32
<b>IE</b>	33	35	35	34	34	34
<b>Fator calib.</b>	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005
<b>IE efetivo</b>	34	35	35	34	34	35
<b>IE Corrigido</b>	37	38	38	37	37	38

Tabela B.7 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino  
prisma 1 série T-50.


 <b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)</b>											
<b>ENSAIO DE ESCLEROMETRIA</b>											
<b>LEITURA</b>	<b>(<math>\alpha = +90^\circ</math>)</b>										
	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		
1	32		34		34		34		33	34	
2	33		35		36		34		34	36	
3	33		35		34				35	36	
4	32		33		34		36		36	32	
5			34		34		34		36		
6	34		35				34		36	35	
7	34		35		36		34		35	34	
8	32		34		34		36		36	36	
9	35		34		33		35		36	36	
10	32		35		36		32		35	34	
11	34		34		33		34		34	34	
12	32		36		36		35		35	36	
13	33		36		35		35		34	34	
14	33		34		36		35		34	34	
15	32		34		36		35		36	36	
16	33		35		36		34		35	36	
<b>MÉDIA</b>	33		35		35		34		35	35	
<b>MÉDIA +10%</b>	36		38		38		38		39	38	
<b>MÉDIA -10%</b>	30		31		31		31		32	31	
<b>MÁX</b>	35		36		36		36		36	36	
<b>MIN</b>	32		33		33		32		33	32	
<b>IE</b>	33		35		35		34		35	35	
<b>Fator calib.</b>	1,005		1,005		1,005		1,005		1,005	1,005	
<b>IE efetivo</b>	33		35		35		35		35	35	
<b>IE Corrigido</b>	36		38		38		38		38	38	
<b>ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO</b>											
<b>LEITURAS</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>		<b>D</b>		<b>E</b>		
L1 (mm)	28,56	30,99	26,93	27,03	29,75		26,73	27,32	28,22	29,11	30,17
L2 (mm)	28,24	30,89	26,42	27,08	29,42		27,8	27,54	28,32	29,65	30,22
<b>PENETRAÇÃO</b>	21,60	19,06	23,33	22,95	20,42		22,74	22,57	21,73	20,62	19,81

Tabela B.8 - Resultados de índice esclerométrico e penetração de pino-prisma 2 série T-50.



				<b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)</b>						
<b>ENSAIO DE ESCLEROMETRIA</b>										
<b>LEITURA</b>	<b>(<math>\alpha = +90^\circ</math>)</b>									
	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>				
1	34	34	33	35	34	33				
2	32	33	33	34	33	33				
3	34	36	34	36	34	33				
4	33	36	33	36	35	35				
5	34	34	33	34	33	32				
6	36	35	34	35	34	32				
7	34	35	35	36	35	35				
8	34	35	36	35	35	33				
9	33	34	35	34	34	32				
10	34	33		33	33	34				
11	34	33	34	34	33	35				
12	33	36	35	34	35	33				
13	32	34	35	36	34	34				
14	33	35	36	34	33	35				
15	34	35	36	35	33	34				
16	34	34		34	32	35				
<b>MÉDIA</b>	34	35	34	35	34	34				
<b>MÉDIA +10%</b>	37	38	38	38	37	37				
<b>MÉDIA -10%</b>	30	31	31	31	30	30				
<b>MÁX</b>	36	36	36	36	35	35				
<b>MIN</b>	32	33	33	33	32	32				
<b>IE</b>	34	35	34	35	34	34				
<b>Fator calib.</b>	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005				
<b>IE efetivo</b>	34	35	35	35	34	34				
<b>IE Corrigido</b>	37	38	38	38	37	37				
<b>ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE PINO</b>										
<b>LEITURAS</b>	<b>A</b>		<b>B</b>		<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>		<b>F</b>	
L1 (mm)	29,44	27,49	27,94	28,23	26,98	25,36	28,63	27,98	23,82	28,09
L2 (mm)	28,25	27,51	27,86	28,41	27,00	28,41	28,74	27,83	23,63	28,02
<b>PENETRAÇÃO</b>	21,16	22,50	22,10	21,68	23,01	23,12	21,32	22,10	26,28	21,95

Tabela B.9 - Resultados de índice esclerométrico - prisma 3 série T-50.

				LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)		
ENSAIO DE ESCLEROMETRIA						
LEITURA	( $\alpha = +90^\circ$ )					
	A	B	C	D	E	F
1	37	36	35	30	35	36
2	36	32	36	34	36	34
3	38	36	32	34	34	
4	32	32		36	32	38
5		32	34	32	35	36
6	34	35	36	34	33	35
7	34	36	34	32	36	33
8	34	34		36	34	34
9	34	32	34	32	35	34
10		35	31	36	33	37
11	33	36	36	31	35	34
12	34		33	33	34	
13	35	34	35	35	32	34
14	33	34	36	34	32	30
15		37	34	34	35	34
16	39	36	36	36	35	36
<b>MÉDIA</b>	35	34	34	34	34	35
<b>MÉDIA +10%</b>	38	38	38	37	38	38
<b>MÉDIA -10%</b>	31	31	31	30	31	31
<b>MÁX</b>	39	37	36	36	36	38
<b>MIN</b>	32	32	31	30	32	30
<b>IE</b>	35	34	34	34	34	35
<b>Fator calib.</b>	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005	1,005
<b>IE efetivo</b>	35	35	35	34	34	35
<b>IE Corrigido</b>	<b>38</b>	<b>38</b>	<b>38</b>	<b>37</b>	<b>37</b>	<b>38</b>

**APÊNDICE C - RESULTADOS DO ENSAIO DE VELOCIDADE DE ONDA  
ULTRASSÔNICA EM CILINDROS E PRISMAS**



Tabela C.1 - Resultados de velocidade de onda ultrassônica na idade de 7 dias - cilindros série T-30.


 <b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)</b>																		
<b>Ensaio de onda ultra-sônica Série T-30 Mpa</b>																		
LEITURAS	T.01						T.02						T.03					
	1		2		3		1		2		3		1		2		3	
	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2
INICIAL	3260,6	3260,8	3260,6	3260,8	3260,6	3260,8	3251,6		3251,6		3251,6		3261,4	3260,6	3261,4	3260,6	3261,4	3260,6
FINAL	3310,8	3312,3	3309,5	3310,5	3310,7	3310	3300,7		3300,3		3301,0		3310,2	3307,9	3310,9	3307,9	3311,5	3310,6
LEITURA (μs)	50,20	51,50	48,90	49,70	50,10	49,20	49,10		48,70		49,40		48,80	47,30	49,50	47,30	50,10	50,00
Promedio	50,85		49,3		49,65		49,10		48,70		49,40		48,05		48,4		50,05	
COMPRIMENTO (cm)	20		19,8		19,9		19,7		19,8		19,9		19,7		19,7		19,9	
VELOCIDAD (m/s)	3933		4016		4008		4012		4066		4028		4100		4070		3976	

Tabela C.2- Resultados de velocidade de onda ultrassônica na idade de 7 dias - cilindros série T-40.


 <b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)</b>																		
<b>ENSAIO DE VELOCIDADE DE ONDA ULTRA-SÔNICA T-40</b>																		
LEITURAS	T.04						T.05						T.06					
	1		2		3		1		2		3		1		2		3	
	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2	#1	#2
INICIAL	3262,4	3261,6	3268,4	3267,6	3262,4	3262,6	3261,0	3260,8	3260,9	3260,8	3261,4	3260,8	3261,3	3260,5	3261,3	3260,5	3261,3	3260,5
FINAL	3308,8	3309,5	3312,7	3313,9	3307,5	3311,7	3308,3	3307,1	3307,3	3306,2	3308,4	3307,8	3309,5	3309,6	3308,9	3308,5	3303,1	3308,6
LEITURA (μs)	46,42	47,90	44,30	46,34	45,10	49,10	47,30	46,30	46,40	45,40	47,00	47,00	48,20	49,10	47,60	48,00	41,80	48,10
Promedio	47,16		45,32		47,1		46,80		45,90		47,00		48,65		47,8		44,95	
COMPRIMENTO (cm)	19,5		19		19,6		19,1		18,5		19,2		19,9		19,8		19,7	
VELOCIDAD (m/s)	4135		4192		4161		4081		4031		4085		4090		4142		4383	

Tabela C.3- Resultados de velocidade de onda ultrassônica na idade de 28 dias - cilindros série T-30.

Traço	CP	li ( $\mu$ s)	lf ( $\mu$ s)	t	v (m/s)	media
T.01	1	3260,5	3307,9	47,4	4213,5	4266
		3261,3	3307,0	45,7	4370,2	
		3260,6	3308,0	47,4	4213,5	
		3261,0	3300,0	39,0		
	2	3260,5	3308,2	47,7	4188,7	4176
		3261,3	3307,4	46,1	4334,1	
		3260,6	3310,5	49,9	4004,0	
		3261,0	3294,1	33,1		
	3	3260,5	3308,2	47,7	4190,6	4160
		3261,2	3309,6	48,4	4130,0	
		3260,6	3305,6	45,0		
		3261,0	3301,2	40,2		
	4	3260,5	3307,9	47,4	4195,8	4196
		3261,3	3294,2	32,9		
		3260,6	3301,2	40,6		
3261,0		3308,1	47,1	4222,5		
5	3260,5	3308,6	48,1	4192,9	4167	
	3261,4	3292,0	30,6			
	3260,6	3309,0	48,4	4166,9		
T.02	1	3260,4	3307,9	47,5	4193,5	4113
		3261,4	3310,1	48,7	4090,1	
		3260,2	3309,3	49,1	4056,8	
		3261,0	3306,1	45,1		
	2	3260,4	3308,1	47,7	4209,0	4203
		3261,4	3308,2	46,8	4290,0	
		3260,2	3308,0	47,8	4200,2	
		3261,0	3309,8	48,8	4114,1	
	3	3260,4	3307,9	47,5	4198,9	4243
		3261,4	3307,0	45,6	4373,9	
		3260,2	3308,2	48,0	4155,2	
		3261,0	3301,2	40,2		
	4	3260,4	3308,1	47,7	4195,0	4155
		3261,4	3309,4	48,0	4168,8	
		3260,2	3309,0	48,8	4100,4	
3261,0		3302,0	41,0			
5	3260,4	3309,3	48,9	4110,4	4146	
	3261,4	3308,9	47,5	4231,6		
	3260,6	3308,2	47,6	4222,7		
	3261,0	3311,0	50,0	4020,0		
T.03	1	3261,0	3308,5	47,5	4180,2	4166
		3260,7	3309,2	48,5	4094,0	
		3261,0	3308,0	47,0	4224,7	
		3260,7	3312,2	51,5		
	2	3262,3	3308,3	46,0	4368,9	4327
		3262,3	3294,1	31,8		
		3261,0	3307,9	46,9	4285,1	
		3272,1	3302,2	30,1		
	3	3261,0	3308,9	47,9	4213,2	4216
		3260,7	3308,4	47,7	4230,8	
		3261,0	3302,2	41,2		
		3260,7	3308,7	48,0	4204,4	
	4	3261,0	3309,1	48,1	4189,2	4156
		3260,7	3309,3	48,6	4146,1	
		3261,0	3308,7	47,7	4224,3	
3260,7		3310,3	49,6	4062,5		
5	3261,0	3309,0	48,0	4187,5	4157	
	3260,7	3307,0	46,3	4341,3		
	3261,0	3310,0	49,0	4102,0		
	3260,7	3311,0	50,3	3996,0		


Tabela C.4- Resultados de velocidade de onda ultrassônica na idade de 28 dias - cilindros série T-40.

Traço	CP	li (μs)	lf (μs)	t	v (m/s)	media
T.04	1	3261,20	3308,10	46,90	4293,82	4214
		3260,50	3308,50	48,00	4195,42	
		3260,00	3309,00	49,00	4109,80	
	2	3261,00	3308,30	47,30	4257,51	4289
		3260,10	3307,80	47,70	4249,06	
		3261,20	3307,00	45,80	4425,33	
	3	3260,30	3308,00	47,70	4249,06	4268
		3260,20	3308,10	47,90	4231,32	
		3261,20	3307,50	46,30	4341,25	
	4	3260,20	3308,00	47,80	4205,02	4305
		3260,30	3308,10	47,80	4205,02	
		3260,50	3307,00	46,50	4322,58	
	5	3261,00	3307,70	46,70	4302,36	4272
		3261,20	3307,00	45,80	4386,90	
		3260,30	3307,50	47,20	4256,78	
T.05	1	3261,00	3308,00	47,00	4274,89	4190
		3260,40	3301,70	41,30		
		3260,60	3290,00	29,40		
	2	3261,00	3308,30	47,30	4242,92	4229
		3260,50	3307,20	46,70	4297,43	
		3261,00	3308,30	47,30	4242,92	
	3	3260,20	3307,30	47,10	4264,54	4151
		3261,30	3308,10	46,80	4291,88	
		3260,00	3308,00	48,00	4184,58	
	4	3261,00	3311,00	50,00	4017,20	4190
		3260,20	3307,70	47,50	4212,84	
		3261,30	3308,20	46,90	4266,74	
	5	3261,20	3308,10	46,90	4266,74	4294
		3261,00	3309,00	48,00	4168,96	
		3260,30	3308,00	47,70	4194,34	
T.06	1	3260,40	3308,50	48,10	4159,46	4246
		3261,00	3309,10	48,10	4159,46	
		3260,50	3309,40	48,90	4091,41	
	2	3261,30	3309,50	48,20	4141,70	4196
		3261,20	3308,40	47,20	4229,45	
		3260,20	3308,60	48,40	4124,59	
	3	3261,20	3308,00	46,80	4265,60	4198
		3260,20	3308,30	48,10	4182,95	
		3261,30	3309,50	48,20	4141,70	
	4	3260,20	3308,30	48,10	4182,95	4227
		3261,30	3307,00	45,70	4402,63	
		3260,50	3308,00	47,50	4235,79	
	5	3261,20	3307,40	46,20	4354,98	4210
		3262,00	3309,40	47,40	4239,24	
		3262,10	3309,60	47,50	4230,32	
1	3261,20	3310,00	48,80	4117,62	4196	
	3272,00	3311,00	39,00			
	3260,20	3308,00	47,80	4171,13		
2	3260,30	3294,00	33,70		4198	
	3261,00	3307,90	46,90	4251,17		
	3260,70	3308,50	47,80	4171,13		
3	3261,00	3308,20	47,20	4239,83	4227	
	3261,30	3309,10	47,80	4186,61		
	3261,10	3308,10	47,00	4257,87		
4	3260,40	3307,80	47,40	4221,94	4210	
	3261,10	3308,00	46,90	4266,95		
	3260,70	3307,90	47,20	4239,83		
5	3261,00	3308,20	47,20	4239,83	4210	
	3262,10	3311,00	48,90	4092,43		
	3261,00	3308,20	47,20	4239,83		

Tabela C.5- Resultados de velocidade de onda ultrassônica na idade de 28 dias - cilindros série T-50.

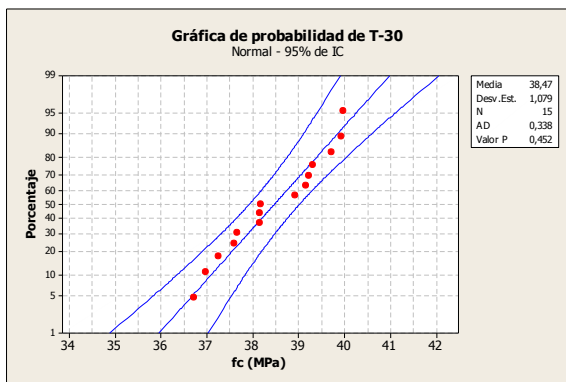
Traço	CP	li (μs)	lf (μs)	t	v (m/s)	média
T. 04	1	3272,50	3318,90	46,40	4286,42	4250,40
		3272,30	3318,70	46,40	4286,42	
		3272,20	3319,80	47,60	4178,36	
	2	3272,50	3318,40	45,90	4352,07	4333,27
		3272,30	3318,60	46,30	4314,47	
		3272,30	3311,00	38,70		
	3	3272,50	3318,60	46,10	4340,56	4315,67
		3272,30	3294,80	22,50		
		3272,30	3318,90	46,60	4290,77	
	4	3272,50	3318,80	46,30	4321,81	4350,12
		3272,30	3318,30	46,00	4350,00	
		3272,30	3318,00	45,70	4378,56	
T.05	1	3272,50	3319,10	46,60	4310,30	4298,03
		3272,30	3319,20	46,90	4282,73	
		3272,20	3318,90	46,70	4301,07	
	2	3272,20	3318,50	46,30	4322,03	4294,30
		3272,30	3319,00	46,70	4285,01	
		3272,20	3319,00	46,80	4275,85	
	3	3272,20	3318,50	46,30	4321,17	4336,84
		3272,30	3318,50	46,20	4330,52	
		3272,20	3318,10	45,90	4358,82	
	4	3272,20	3318,10	45,90	4349,24	4315,31
		3272,30	3318,20	45,90	4349,24	
		3272,10	3319,10	47,00	4247,45	
T.06	1	3272,10	3318,80	46,70	4287,79	4318,95
		3272,30	3318,90	46,60	4297,00	
		3272,30	3318,10	45,80	4372,05	
	2	3272,10	3318,00	45,90	4377,78	4352,78
		3272,30	3318,20	45,90	4377,78	
		3272,30	3319,00	46,70	4302,78	
	3	3272,10	3318,00	45,90	4343,79	4343,85
		3272,30	3318,40	46,10	4324,95	
		3272,30	3318,00	45,70	4362,80	
	4	3272,30	3319,30	47,00	4244,26	4204,38
		3272,30	3323,90	51,60		
		3272,10	3320,00	47,90	4164,51	
	5	3272,30	3320,40	48,10	4195,01	4233,40
		3272,30	3320,00	47,70	4230,19	
		3272,10	3319,30	47,20	4275,00	

Tabela C.6- Resultados de velocidade de onda ultrassônica na idade de 28 dias – prismas séries T-30,T-40 e T-50.

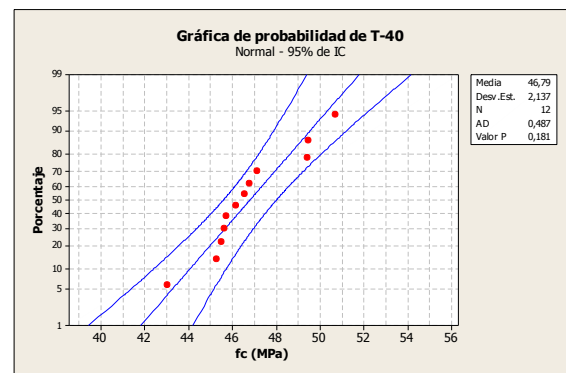
 <b>LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)</b>							
ENSAIO DE VELOCIDADE DE ONDA ULTRA-SONICA- PRISMAS (28 DIAS)							
Série T-30	Prisma	li (µs)	lf (µs)	t (µs)	l (m)	v (m/s)	média
		1	3273,7	3373,9	100,2	0,40	
	3273,2	3372,4	99,2	0,40	4032		
2		3272,9	3370,5	97,6	0,41	4221	4071
		3273,0	3378,1	105,1	0,41	3920	
Série T-40	Prisma	li (µs)	lf (µs)	t (µs)	l (m)	v (m/s)	média
		1	3273,1	3373,1	100,0	0,41	
		3273,2	3372,8	99,6	0,41	4116	
2		3273,1	3371,7	98,6	0,40	4057	3991
		3273,2	3375,1	101,9	0,40	3925	
3		3273,1	3368,9	95,8	0,40	4154	4112
		3273,2	3371,0	97,8	0,41	4070	
Série T-50	Prisma	li (µs)	lf (µs)	t (µs)	l (m)	v (m/s)	média
		1	3273,3	3368,4	95,1	0,40	
		3273,2	3370,4	97,2	0,40	4115	
2		3272,1	3369,2	97,1	0,40	4130	4266
		3272,0	3363,1	91,1	0,40	4402	
3		3272,3	3367,1	94,8	0,40	4251	4229
		3272,2	3368,0	95,8	0,40	4207	

## APÊNDICE D - TESTE DE NORMALIDADE DE ANDERSON-DARLING

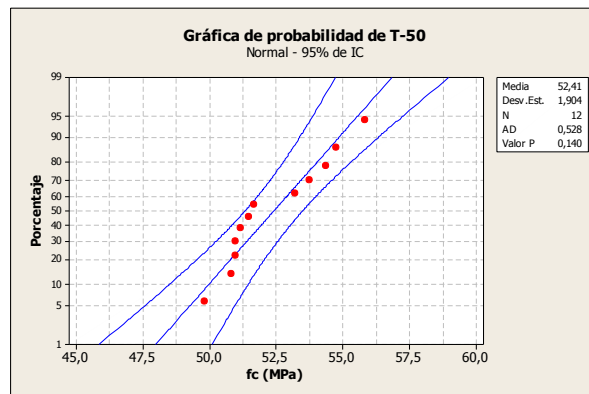
Foi realizado o teste de normalidade de Anderson-Darling com uso do programa de estatística de Minitab 16 ®. É o teste mais utilizado quando o tamanho da amostra não é superior a 25 dados. El P valor deve ser maior a 0,005 para que os dados se distribuíssem normalmente. Na sequencia se apresenta graficamente o teste realizado nos resultados de resistência a compressão, velocidade de onda ultrassônica, esclerometria e penetração de pino na idade de 28 dias.



(a)

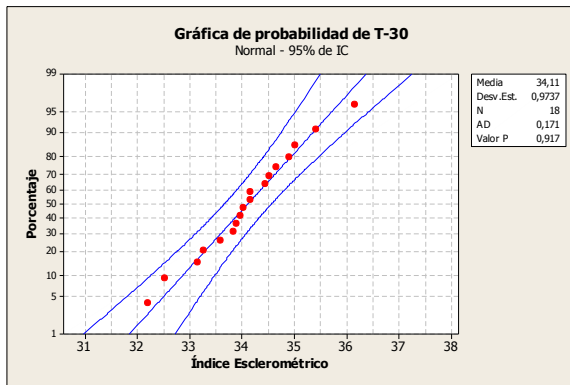


(b)

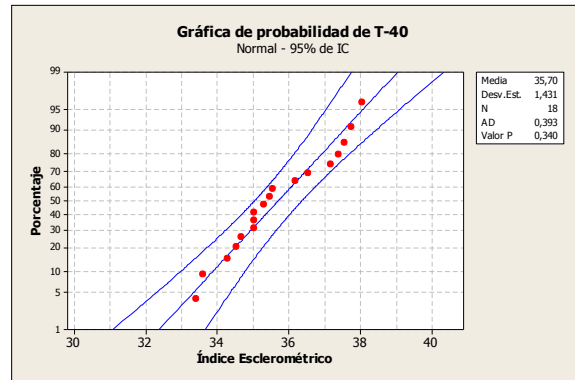


(c)

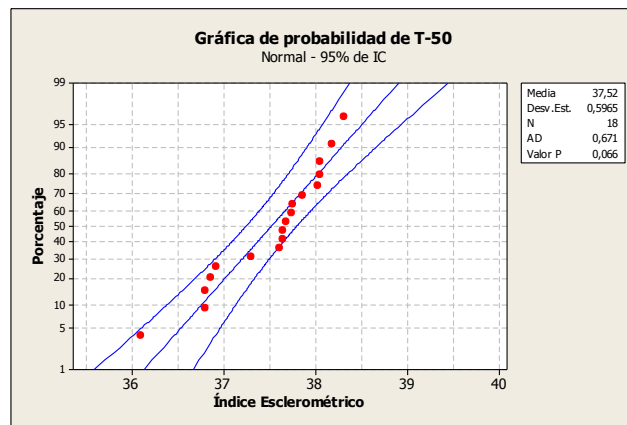
Figura D.1 -Gráfico de probabilidade normal dos resultados de resistência à compressão das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50.



(a)

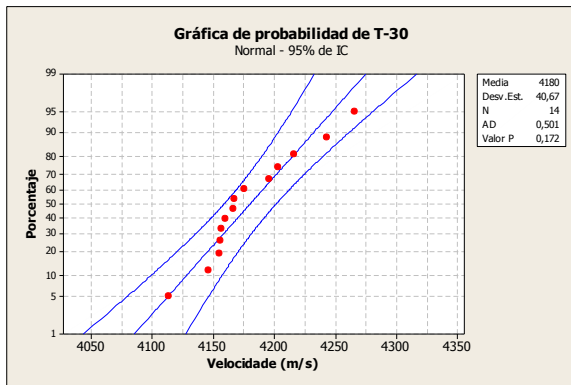


(b)

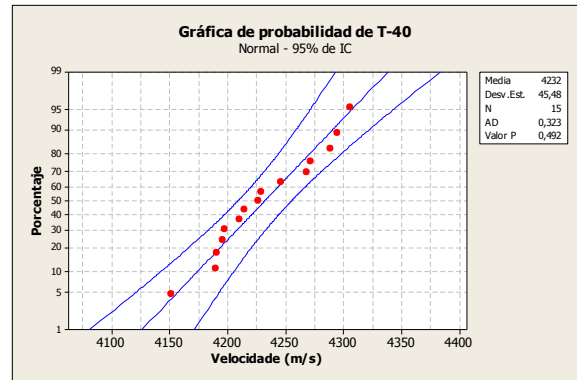


(c)

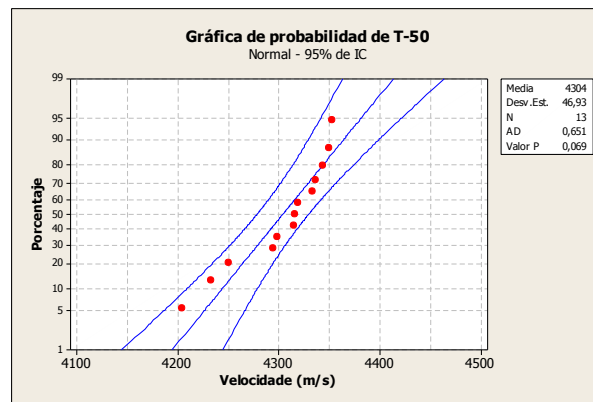
Figura D.2 Gráfico de probabilidade normal dos resultados de índice esclerométrico das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50.



(a)



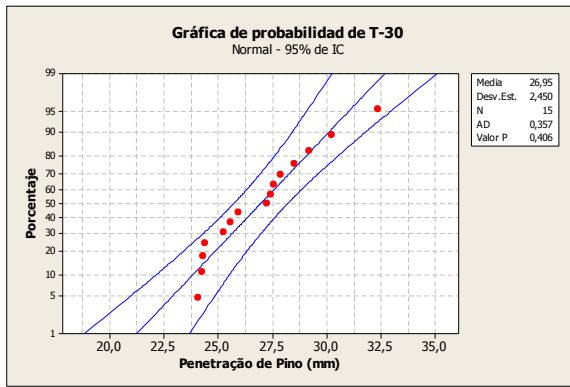
(b)



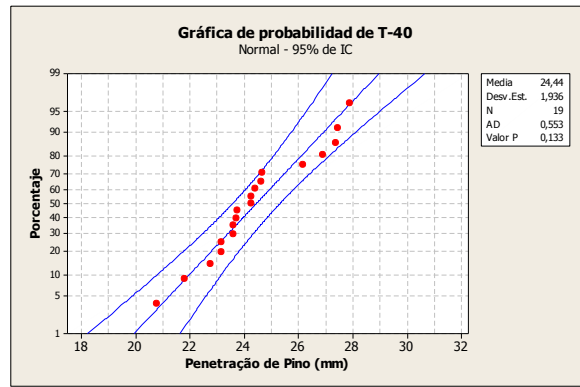
(c)

Figura D.3 -Gráfico de probabilidade normal dos resultados de velocidade de onda das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50.

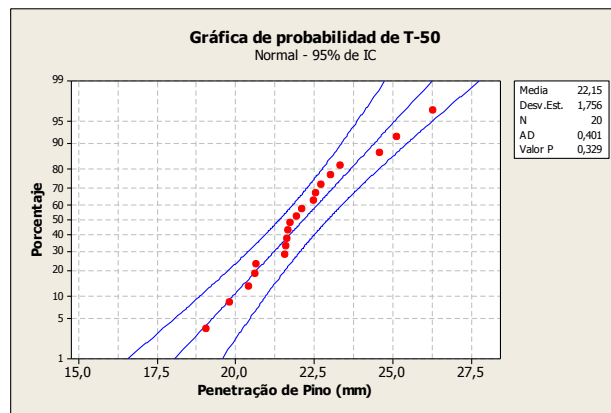




(a)



(b)



(c)

Figura D.4- Gráfico de probabilidade normal dos resultados de penetração de pino das séries (a) T-30, (b) T-40 e T-50.

**APÊNDICE E - RESULTADOS DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À  
COMPRESSÃO DE TESTEMUNHOS**

Tabela E.1- Resultados de resistência à compressão em testemunhos Série T-30.



 UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA LEM												
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TESTEMUNHOS												
CP	DATA DO ENSAIO	$\phi$	MASSA [g]	DIÂMETRO [cm]	ALTURA [cm]	h/d	Fator de correção	Area [cm <sup>2</sup> ]	Carga [kgf]	TENSÃO [MPa]	CORRIGIDA [MPa]	TIPO DE RUPTURA
1*-1	04/10/2011	89-89/90-90	387,1	4,806	9,324	1,94	0,994	18,1408	6520	35,9	35,7	D
1*-2		90-90/89-90	386,2	4,802	9,305	1,94	0,994	18,1107	6560	36,2	36,0	D
1*-3												
2*-1		90-90/89-90	387	4,863	9,001	1,85	0,987	18,5737	5480	29,5	29,1	E
2*-2		91-91/91-90	386,2	4,862	8,878	1,83	0,985	18,5661	6520	35,1	34,6	D
2*-3		91-90/89-90	380,6	4,826	8,943	1,85	0,987	18,2921	6240	34,1	33,7	D
3*-1		90-91/89-90	389,5	4,808	9,075	1,89	0,989	18,1559	6310	34,8	34,4	E
3*-2		90-89/90-90	391,6	4,838	9,069	1,87	0,988	18,3832	6475	35,2	34,8	D
3*-3		90-80/90-90	394,5	4,868	9,1	1,87	0,988	18,6119	6725	36,1	35,7	D
4*-1		90-90/90-89	1416,7	7,437	13,885	1,87	0,988	43,4396	14700	33,8	33,4	D
4*-2		89-90/90-91	1419,5	7,430	13,854	1,86	0,988	43,3578	15660	36,1	35,7	D
5*-1		90-91/89-90	1475	7,434	14,431	1,94	0,994	43,4045	15990	36,8	36,6	D
5*-2		90-91/90-90	1469,6	7,454	14,386	1,93	0,993	43,6384	15200	34,8	34,6	D
5*-3		89-90/90-91	1433,1	7,443	13,964	1,88	0,989	43,5097	15350	35,3	34,9	E
5*-4		90-91/89-90	1430,8	7,457	13,906	1,86	0,988	43,6735	16105	36,9	36,4	E


Tabela E.2- Resultados de resistência à compressão em testemunhos Série T-40.

 UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA LEM												
PLANILHA DO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO TESTEMUNHOS												
CP	DATA DO ENSAIO	$\phi$	MASSA [g]	DIÂMETRO [cm]	ALTURA [cm]	h/d	Fator de correção	Area [cm <sup>2</sup> ]	Carga [kgf]	TENSÃO [MPa]	CORRIGIDA [MPa]	TIPO DE RUPTURA
1*-1	09/06/2011	90-90/90-90	1560	7,465	14,921	2,00	1,000	0,4377	18845	43,1	43,1	D
1*-2		90-90/90-90	1500	7,471	14,319	1,92	0,992	0,4384	19115	43,6	43,3	D
2*-1		90-89/90-90	1525	7,479	14,539	1,94	0,994	0,4393	20630	47,0	46,7	A
2*-2		90-90/90-90	1500	7,474	14,338	1,92	0,992	0,4387	18585	42,4	42,0	D
3*-1		90-90/89-90	410	4,924	9,209	1,87	0,988	0,1904	8125	42,7	42,2	A
3*-2		89-89/90-91	415	4,904	9,271	1,89	0,990	0,1889	7650	40,5	40,1	A
4*-1		89-90/90-91	420	4,913	9,466	1,93	0,993	0,1896	7315	38,6	38,3	D
4*-2		90-90/90-91	420	4,898	9,316	1,90	0,991	0,1884	7245	38,5	38,1	E
4*-3		90-91/90-90	415	4,875	9,407	1,93	0,993	0,1867	7160	38,4	38,1	D
5*-1		90-90/89-90	420	4,905	9,308	1,90	0,990	0,1890	8350	44,2	43,8	D
5*-2		90-90/89-90	420	4,904	9,327	1,90	0,991	0,1889	7810	41,3	41,0	E
5*-3		90-89/90-90	415	4,876	9,313	1,91	0,991	0,1867	8240	44,1	43,7	A



## APÊNDICE F - RESULTADOS DE ENSAIO DE ABSORÇÃO POR IMERSÃO

Tabela F.1- Resultados do ensaio de absorção por imersão das Série T-30, T-40 e T-50.

				LABORATÓRIO DE ENSAIO DE MATERIAIS (LEM/ENC/UnB)				
<b>ABSORÇÃO DE AGUA POR IMERSÃO</b>								
<b>30 Mpa</b>								
Série	Amostra	Mo (g)	M24h (g)	M48h (g)	M72h (g)	Ms24h (g)	Ms72h (g)	Abs%
T-30	1	1471,3	1400,3	1393,3	1391	1477,9	1479,9	6,39
	2	1476,7	1405,6	1398,5	1396,2	1485,3	1487,1	6,51
							média	6,45
<b>40 Mpa</b>								
Série	Amostra	Mo (g)	M24h (g)	M48h (g)	M72h (g)	Ms24h (g)	Ms72h (g)	Abs%
T-40	3	1457,1	1387,8	1383,2	1381,6	1452,8	1461,7	5,80
	4	1521,2	1445,4	1442,6	1441,3	1520	1529	6,08
							média	5,94
<b>50 Mpa</b>								
Série	Amostra	Mo (g)	M24h (g)	M48h (g)	M72h (g)	Ms24h (g)	Ms72h (g)	Abs%
T-50	1	3745	3627,1		3592,6	3762,6	3769	4,91
	2	3815	3703,5		3668,1	3826,2	3832,4	4,48
							média	4,69