

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**  
**PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - Mestrado**

**JAQUELINE MANTOVANI VICENTINI**

**ESCLEROMETRIA E VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE**  
**ONDA ULTRASSÔNICA PARA A ESTIMATIVA DA**  
**RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO POR MEIO**  
**DE CURVAS DE CORRELAÇÃO**

MARINGÁ  
2017

**JAQUELINE MANTOVANI VICENTINI**

**ESCLEROMETRIA E VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE  
ONDA ULTRASSÔNICA PARA A ESTIMATIVA DA  
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO POR MEIO  
DE CURVAS DE CORRELAÇÃO**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari

MARINGÁ  
2017

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)  
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

V293e      Vicentini, Jaqueline Mantovani.  
Esclerometria e velocidade de propagação de onda ultrassônica para a estimativa da resistência à compressão do concreto por meio de curvas de correlação / Jaqueline Mantovani Vicentini. -- Maringá, 2017.  
131 f. : il., color., fotos, tabs.

Orientador: Prof. Dr. Vladimir José Ferrari.

Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. ~~CONTIENE: 5. MÉTODOS DE ENSAIO NÃO DESTRUTIVOS~~ (ENDS). 6. Testemunho de concreto. 7. Ensaios não destrutivos. 8. Correlação múltipla. I. Ferrari, Vladimir José, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. III. Título.

624.1834 CDD 21.ed.

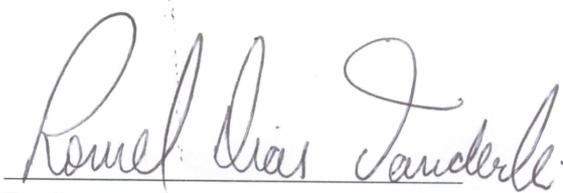
Cicilia Conceição de Maria  
Crb9 1066  
CC-003923

**JAQUELINE MANTOVANI VICENTINI**

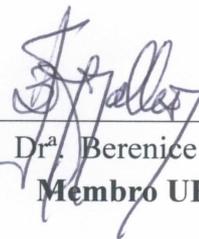
**ESCLEROMETRIA E VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDA ULTRASSÔNICA PARA A ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO POR MEIO DE CURVAS DE CORRELAÇÃO".**

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas, para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 22 de agosto de 2017



Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei  
**Membro UEM**



Prof.<sup>a</sup> Dr.<sup>a</sup> Berenice Martins Toralles  
**Membro UEL**



Vladimir José Ferrari  
**Orientador UEM**

À minha família pelo constante apoio, incentivo e amor disponibilizado em todos os momentos.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por me conceder esta oportunidade, por me iluminar e me confortar durante todas as dificuldades do processo.

À minha família, meu pai Luiz, minha mãe Vitalina, irmã Renata, irmão Vinícius, cunhada Elaine e sobrinha Sofia, que com todo seu amor sempre me deram força para continuar, me servindo de inspiração para atingir o meu melhor.

À Universidade Estadual de Maringá, em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, junto aos professores que lecionaram no programa, nos ofertando seus conhecimentos, e à Marli, pela constante disposição.

Ao Professor Vladimir José Ferrari pela orientação prestada.

Ao Professor Jeselay Hemetério Cordeiro dos Reis, por me apresentar ao programa e estimular meu interesse na carreira docente.

Ao Professor José Wilson Assunção pela disposição e conhecimentos prestados.

Aos funcionários do laboratório de materiais de construção civil da UEM, Valter, Celso e Cido, por sempre estarem à disposição, até mesmo no período de férias.

Aos funcionários do laboratório de materiais de construção civil do SENAI-PR, pela parceria e disposição.

Ao grupo MegaPascal Engenharia pela ajuda com as extrações dos testemunhos de concreto.

Ao Fenando Martins, pelo fornecimento de materiais e informações necessárias para a realização do programa experimental.

À Cecília por todo conhecimento estatístico prestado e apoio durante o desenvolvimento do trabalho.

Aos meus primos e amigos, Amanda, Alessandro, Daniel, Guilherme e Ramon, que me ajudaram na moldagem, transporte dos elementos de concreto e execução dos ensaios em laboratório. Em especial ao meu pai, que me acompanhou em todas as moldagens, me ajudando no trabalho pesado.

Às minhas amigas Amanda, Raísa e Rúbia, por sempre acreditarem em mim, e me incentivarem a sempre buscar o meu melhor.

A todos os colegas do curso pela troca de informações e incentivo durante o percurso.

“O verdadeiro heroísmo consiste em persistir por mais um momento quando tudo parece perdido.”

W. F. Grenfel



## RESUMO

Para o controle do desempenho e durabilidade das estruturas existentes, faz-se necessário o controle da resistência à compressão do concreto, o método de maior confiabilidade é a extração e rompimento de testemunhos, porém o mesmo causa alguns danos às estruturas. Os métodos de ensaios não destrutivos (ENDs) permitem obter informações quanto às propriedades do concreto sem prejudicar as estruturas, porém para esses métodos obterem uma avaliação confiável são necessárias curvas de correlação representativas dos concretos utilizados. Nesse trabalho são abordados dois métodos não destrutivos, esclerometria e velocidade de propagação de onda ultrassônica, com o intuito da obtenção de curvas de correlação simples e múltiplas entre a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ) e as grandezas medidas através dos referidos ensaios, índice esclerométrico (IE) e velocidade de onda (V), respectivamente. Para tanto foram moldados corpos de prova cilíndricos de (150 x 300) mm com quatro tipos de concreto, coletados em diferentes obras da cidade de Maringá. Os corpos de prova foram submetidos aos ensaios, esclerométrico e de velocidade de propagação de onda ultrassônica, nas idades de 7, 14, 28, 56 e 91 dias, sendo na sequência levados a ruptura por compressão axial. Também foram moldados blocos com dimensões de (300 x 400 x 600) mm para cada tipo de concreto. Nesses blocos foram realizados ensaios esclerométricos e de velocidade de propagação de onda ultrassônica e na sequência extraídos testemunhos de concreto. Os testemunhos também foram submetidos aos ensaios nas idades de 7, 28 e 91 dias, sendo na sequência levados a ruptura por compressão axial. A correlação obtida, a partir dos testemunhos de concreto foi a que obteve melhores resultados, entre  $f_c$  e IE a correlação foi forte ( $R^2=0,92$ ), para  $f_c$  e V a correlação obteve uma dependência marcante ( $R^2=0,58$ ), porém para a correlação múltipla não houve melhora na correlação ( $R^2=0,89$ ), devido ao resultado encontrado nos ensaios de velocidade de onda ultrassônica. A pesquisa mostrou que o ensaio de esclerometria foi o que conduziu a melhor avaliação da resistência à compressão por meio de curvas de correlação obtidas através dos ensaios em testemunhos de concreto e a importância de se realizar as curvas para os diferentes tipos de concreto.

**Palavras-chave:** Testemunho de concreto. Ensaios não destrutivos. Correlação múltipla.

## **ABSTRACT**

In order to control the performance and durability of the existing structures, it is necessary to control the compressive strength of the concrete, the method of greater reliability is the drilled and axial compression rupture of cores, but this causes some damage to these structures. Non-destructive test methods (NDT) provide information on concrete properties without damaging the structures, but for these methods to obtain a reliable evaluation, correlation curves representative of the concrete used are required. In this work, two non-destructive methods, sclerometry and ultrasonic wave transmission velocity are discussed, with the aim of obtaining simple and multiple correlation curves between the concrete compressive strength ( $f_c$ ) and the values measured through the related tests, sclerometric index (SI) and wave velocity (V), respectively. For this, cylindrical specimens (150 x 300) mm with four types of concrete, collected in different works of the city of Maringá were molded. The specimens were submitted to ultrasonic wave transmission velocity and sclerometric tests at the ages of 7, 14, 28, 56 and 91 days, and were then subjected to axial compression rupture. Blocks with dimensions of (300 x 400 x 600) mm were also molded for each type of concrete. In these blocks were carried out sclerometric tests and ultrasonic wave transmission velocity and in the sequence drilled concrete cores. The cores were also submitted to the tests at the age of 7, 28 and 91 days, and were then subjected to axial compression rupture. The correlation obtained from the concrete drilled cores was the one that obtained better results, between  $f_c$  and SI the correlation was strong ( $R^2 = 0,92$ ), for  $f_c$  and V the correlation obtained a marked dependence ( $R^2 = 0,58$ ), but for the multiple correlation there was no improvement in the correlation ( $R^2 = 0.89$ ), due to the result found in the ultrasonic wave velocity assays. The research showed that the sclerometry test was the one that led to the best evaluation of the compressive strength by means of correlation curves obtained through the tests in concrete drilled cores and the importance of realizing the curves for the different types of concrete.

**Key-words:** Concrete drilled cores. Non-destructive tests. Multiple correlation.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Esquema do equipamento de esclerometria	13
Figura 2.2	Bigorna de aço	15
Figura 2.3	Área de ensaio e pontos de impacto	17
Figura 2.4	Relação entre a resistência à compressão e índice esclerométrico de cilindros de concreto feitos com diversos agregados	20
Figura 2.5	Curva de correlação entre $f_c$ e IE	24
Figura 2.6	Aspecto do aparelho portátil de ensaio VPU	25
Figura 2.7	Esquemática do aparelho de ultrassom para medir a velocidade de pulso	27
Figura 2.8	Transmissão direta	28
Figura 2.9	Transmissão indireta	28
Figura 2.10	Determinação da velocidade de onda pelo método indireto	29
Figura 2.11	Exemplo de gráfico obtido pela transmissão indireta	29
Figura 2.12	Transmissão semidireta	30
Figura 2.13	Curva de correlação entre $f_c$ e V	38
Figura 3.1	Agregados graúdos e miúdos utilizados	47
Figura 3.2	Curva granulométrica dos agregados	49
Figura 3.3	Esquema 3D do bloco de concreto	49
Figura 3.4	Ensaio de consistência do concreto	50
Figura 3.5	Moldagem dos corpos de prova cilíndricos em canteiro	51
Figura 3.6	Câmara úmida do laboratório de materiais de construção da UEM	51
Figura 3.7	Caixaria, preparo e concretagem dos blocos de concreto	52
Figura 3.8	Perfuratriz para extração de testemunhos de concreto	53
Figura 3.9	Esquema de extração dos testemunhos	53
Figura 3.10	Fixação do maquinário no bloco de concreto	54
Figura 3.11	Extração dos testemunhos	54
Figura 3.12	Corte dos testemunhos de concreto	55
Figura 3.13	Esclerômetro analógico de impacto Schmidt	56
Figura 3.14	Ensaio esclerométrico em corpo de prova devidamente fixado por efeito do carregamento inicial	56
Figura 3.15	Realização do ensaio esclerométrico no bloco de concreto	57

Figura 3.16	Aparelho de ultrassom	57
Figura 3.17	Aplicação de acoplante nas superfícies dos elementos	58
Figura 3.18	Calibração do aparelho de ultrassom	58
Figura 3.19	Ensaio de velocidade de ondas	59
Figura 3.20	Capeamento dos corpos de prova	60
Figura 3.21	Ensaio de determinação da resistência à compressão	60
Figura 4.1	Evolução da resistência à compressão dos CPs com a idade	64
Figura 4.2	Evolução da resistência à compressão dos TCs com a idade	64
Figura 4.3	Comparação da resistência à compressão dos CPs e TCs	65
Figura 4.4	Histograma de distribuição dos dados de resistência à compressão do concreto	66
Figura 4.5	Evolução do IE dos CPs com a idade	68
Figura 4.6	Evolução do IE dos TCs com a idade	69
Figura 4.7	Evolução do IE do bloco com a idade	69
Figura 4.8	Comparação do IE dos CPs, TCs e bloco	70
Figura 4.9	Histograma de distribuição dos dados	71
Figura 4.10	Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos CPs	72
Figura 4.11	Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos TCs	73
Figura 4.12	Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos blocos	74
Figura 4.13	Correlação $f_c$ e IE para os CPs	75
Figura 4.14	Correlação $f_c$ e IE para os TCs	75
Figura 4.15	Correlação $f_c$ e IE para os blocos	76
Figura 4.16	Comparação com curvas obtidas por outros autores	79
Figura 4.17	Evolução da velocidade de ondas ultrassônicas dos CPs com a idade	83
Figura 4.18	Evolução da velocidade de ondas ultrassônicas dos TCs com a idade	83
Figura 4.19	Evolução da velocidade de ondas ultrassônicas dos blocos com a idade	84
Figura 4.20	Comparação de V dos CPs, TCs e bloco	85

Figura 4.21	Histograma de distribuição dos dados da velocidade de onda ultrassônicas	85
Figura 4.22	Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos CPs	86
Figura 4.23	Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos TCs	87
Figura 4.24	Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos blocos	88
Figura 4.25	Correlação $f_c$ e $V$ para os CPs	89
Figura 4.26	Correlação $f_c$ e $V$ para os TCs	90
Figura 4.27	Correlação $f_c$ e $V$ para os blocos	90
Figura 4.28	Comparação com curvas obtidas por outros autores	93
Figura 4.29	Correlação múltipla entre $f_c$ , IE e $V$ dos CPs	98
Figura 4.30	Correlação múltipla entre $f_c$ , IE e $V$ dos TCs	99
Figura 4.31	Correlação múltipla entre $f_c$ , IE e $V$ dos blocos	99

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Fator de correção h/d	10
Tabela 2.2	O efeito da temperatura sobre a transmissão de impulsos	35
Tabela 2.3	Correção devida a relação altura/diâmetro (h/d)	42
Tabela 2.4	Evolução da resistência de testemunhos com a idade	43
Tabela 2.5	Relação entre a resistência à compressão de testemunhos secos e saturados	45
Tabela 3.1	Concretos analisados	47
Tabela 3.2	Composição granulométrica dos agregados	48
Tabela 3.3	Resultados dos ensaios de consistência do concreto	50
Tabela 4.1	Valores de resistência dos concretos a partir dos corpos de prova cilíndricos (CPs) e dos testemunhos de concreto (TCs)	62
Tabela 4.2	Desvio padrão ( $\sigma$ ) e coeficiente de variação (CV) dos resultados obtidos nos CPs e TCs	63
Tabela 4.3	Relação $f_c/f_{c,28}$ dos CPs e TCs	63
Tabela 4.4	Valores dos IEs dos CPs, TCs e bloco	67
Tabela 4.5	Desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados obtidos nos CPs e TCs	67
Tabela 4.6	Relação $IE_j/IE_{28}$ dos CPs e TCs	68
Tabela 4.7	Curvas individuais e $R^2$ a partir dos CPs	72
Tabela 4.8	Curvas individuais e $R^2$ a partir dos TCs	73
Tabela 4.9	Curvas individuais e $R^2$ a partir dos blocos	74
Tabela 4.10	Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os CPs	76
Tabela 4.11	Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os TCs	76
Tabela 4.12	Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os blocos	77
Tabela 4.13	Faixa de variação das grandezas envolvidas	78
Tabela 4.14	Comparação com curvas obtidas por outros autores	80
Tabela 4.15	Valores dos $V_j$ dos CPs, TCs e bloco	81
Tabela 4.16	Desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados obtidos nos CPs	82
Tabela 4.17	Desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados obtidos nos TCs	82

Tabela 4.18	Relação $V_j/V_{28}$ dos CPs, TCs e bloco	82
Tabela 4.19	Curvas individuais e $R^2$ a partir dos CPs	87
Tabela 4.20	Curvas individuais e $R^2$ a partir dos TCs	88
Tabela 4.21	Curvas individuais e $R^2$ a partir dos blocos	89
Tabela 4.22	Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os CPs	91
Tabela 4.23	Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os TCs	91
Tabela 4.24	Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os blocos	91
Tabela 4.25	Faixa de variação das grandezas envolvidas	92
Tabela 4.26	Curvas e condições de estudo de outros autores para correlação entre $f_c$ e $V$	96
Tabela 4.27	Modelo de curva e $R^2$ da regressão múltipla para os CPs	96
Tabela 4.28	Nível de significância das variáveis explicativas	97
Tabela 4.29	Modelo de curva e $R^2$ da regressão múltipla para os TCs	97
Tabela 4.30	Nível de significância das variáveis explicativas	97
Tabela 4.31	Modelo de curva e $R^2$ da regressão múltipla para os blocos	97
Tabela 4.32	Nível de significância das variáveis explicativas	98
Tabela 4.33	Equações propostas para correlações múltiplas	98
Tabela 4.34	Estimativa da resistência do concreto a partir das curvas geradas pelos CPs	100
Tabela 4.35	Estimativa da resistência do concreto a partir das curvas geradas pelos TCs	101
Tabela A.1	Valores individuais das resistências de cada CP por idade	107
Tabela A.2	Valores individuais das resistências de cada TC por idade	109
Tabela B.1	Valores individuais de IE de cada CP por idade	110
Tabela B.2	Valores individuais de IE de cada TC por idade	112
Tabela B.3	Valores individuais de IE de cada bloco por idade	112
Tabela C.1	Valores individuais de $V$ de cada CP por idade	113
Tabela C.2	Valores individuais de $V$ de cada TC por idade	115
Tabela C.3	Valores individuais de $V$ de cada bloco por idade	116

## LISTA DE ABREVIações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
BS	British Standard
CP	Corpo de prova cilíndrico
$D_{máx}$	Dimensão máxima do agregado
END	Ensaio não destrutivo
$f_c$	Resistência à compressão do concreto
$f_{ck}$	Resistência característica à compressão do concreto
IE	Índice esclerométrico
NBR	Norma brasileira
NM	Norma mercosur
V	Velocidade de propagação de onda ultrassônica

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	4
1.1 JUSTIFICATIVA .....	5
1.2 OBJETIVOS .....	6
<b>1.2.1 Objetivo geral</b> .....	6
<b>1.2.2 Objetivos específicos</b> .....	6
<b>2 REVISÃO DE LITERATURA</b> .....	8
2.1 GENERALIDADES DO CONCRETO.....	8
<b>2.1.1 Materiais constituintes</b> .....	8
<b>2.1.2 Resistência à compressão do concreto</b> .....	8
2.2 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS .....	10
2.3 MÉTODO DO ESCLERÔMETRO DE REFLEXÃO .....	12
<b>2.3.1 Descrição do método</b> .....	12
<b>2.3.2 Descrição do ensaio</b> .....	14
<b>2.3.3 Vantagens, aplicações e limitações</b> .....	17
<b>2.3.4 Fatores que influenciam os resultados do ensaio</b> .....	18
2.3.4.1 Tipo de cimento .....	18
2.3.4.2 Tipo e dimensão do agregado graúdo.....	19
2.3.4.3 Condições da superfície de ensaio .....	20
2.3.4.4 Umidade .....	21
2.3.4.5 Carbonatação .....	21
2.3.4.6 Tipo de cura e idade do concreto.....	21
2.3.4.7 Direção do ensaio .....	22
2.3.4.8 Rigidez da peça ensaiada.....	22
<b>2.3.5 Recomendações para curvas de correlação</b> .....	23
2.4 MÉTODO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDA ULTRASSÔNICA.....	25

	2
<b>2.4.1 Descrição do método</b> .....	25
<b>2.4.2 Descrição do ensaio</b> .....	30
<b>2.4.3 Vantagens, aplicações e limitações</b> .....	32
<b>2.4.4 Fatores que influenciam os resultados do ensaio</b> .....	33
2.4.4.1 Tipo de cimento .....	33
2.4.4.2 Tipo e dimensão do agregado graúdo.....	34
2.4.4.3 Condições da superfície.....	34
2.4.4.4 Temperatura do concreto .....	34
2.4.4.5 Umidade e cura do concreto .....	35
2.4.4.6 Presença de armaduras e fissuras .....	36
2.4.4.7 Comprimento de propagação de onda e frequência do transdutor-emissor.....	36
<b>2.4.5 Recomendações para curvas de correlação</b> .....	37
<b>2.5 EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS</b> .....	38
<b>2.5.1 Diâmetro do testemunho</b> .....	40
<b>2.5.2 Relação altura/ diâmetro</b> .....	41
<b>2.5.3 Presença de armaduras</b> .....	42
<b>2.5.4 Tipo de cura e idade do concreto</b> .....	43
<b>2.5.5 Umidade</b> .....	43
<b>2.5.6 Posição de extração</b> .....	45
<b>2.5.7 Direção de extração</b> .....	45
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	47
3.1 AMOSTRAS DO CONCRETO .....	47
3.2 MOLDAGEM E CURA DOS ELEMENTOS .....	49
3.3 EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS DE CONCRETO DOS BLOCOS .....	52
3.4 ESCLEROMETRIA .....	55
3.5 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS ULTRASSÔNICAS .....	57
3.6 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	59

3.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA.....	60
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>62</b>
4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	62
<b>4.1.1 Relação da resistência à compressão dos corpos de prova e testemunhos .....</b>	<b>65</b>
4.2 ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO .....	66
<b>4.2.1 Relação do índice esclerométrico entre os elementos analisados .....</b>	<b>70</b>
<b>4.2.2 Curvas de correlação.....</b>	<b>71</b>
4.3 VELOCIDADE DE ONDAS ULTRASSÔNICAS.....	81
<b>4.3.1 Relação da velocidade de onda ultrassônica entre os elementos analisados .....</b>	<b>84</b>
<b>4.3.2 Curvas de correlação.....</b>	<b>86</b>
4.4 MÉTODO COMBINADO DE ESCLEROMETRIA E ULTRASSOM .....	96
4.5 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO .....	100
<b>5 CONCLUSÃO.....</b>	<b>102</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>104</b>
<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>107</b>
<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>110</b>
<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>113</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto é parte integrante e por vezes primordial na estrutura de muitas construções, sendo encontrado em casas térreas, obras de arte em rodovias, usinas hidrelétricas, obras de saneamento e em edifícios de múltiplos pavimentos. De acordo com uma pesquisa realizada pela Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) em parceria com a E8 Inteligência e UBM Brazil, estima-se que as concreteiras atingiram uma produção de 51 milhões de metros cúbicos de concreto no ano de 2012 (SANTOS, 2013). Sua popularidade é devida, principalmente, pela disponibilidade dos materiais componentes e facilidade de moldagem de estruturas de diversas formas e tamanhos.

Foi em meados de 1830 que o termo “concreto” ficou estabelecido para designar uma massa sólida resultante da mistura de cimento, areia, água e brita. Seu desenvolvimento ganhou impulso após a metade do século XIX (PEDROSO, 2009). Para Castro (2009), a ampla utilização do concreto aliada ao progresso das descobertas acumuladas ao longo do tempo, fizeram do concreto o objetivo de pesquisas cada vez mais avançadas, almejando-se a obtenção de melhores desempenhos e durabilidade, com o maior proveito possível de suas propriedades.

Dentro do cenário que envolve o estudo das propriedades do concreto, sua resistência à compressão é o principal parâmetro que permite comparar a conformidade do concreto utilizado em relação ao especificado em projeto.

Os ensaios de resistência à compressão, aliados a outros ensaios, constituem o que se chama de controle tecnológico do concreto. A forma mais comum de realização desse controle é a utilização de corpos de prova moldados na fase de lançamento do concreto, sendo os mesmos curados e rompidos de acordo com as datas previstas nas normas específicas, permitindo-se assim a obtenção da resistência à compressão do concreto em cada lote de concreto utilizado na estrutura, o que conseqüentemente levará à aprovação ou reprovação desses lotes (PALÁCIOS, 2012).

Para o controle de estruturas existentes, o método de maior confiabilidade é a extração e rompimento de testemunhos, normatizado pela ABNT NBR 7680 (2015), porém o mesmo causa danos para a estrutura sendo considerado um método destrutivo, além da necessidade de mobilização de equipamentos (SAMANIEGO, 2014).

Os métodos não destrutivos (ENDs) também podem ser utilizados para a realização do controle, sendo usados individualmente, ou como auxílio a outros métodos. Possuem diversas qualidades como, ausência de danos à estrutura, custos acessíveis, rapidez nos resultados,

maiores números de ensaios por avaliação, permitindo uma ampla investigação da estrutura (MACHADO et al., 2009).

As propriedades que são avaliadas pelos métodos não destrutivos são a dureza superficial do concreto, verificação da homogeneidade, detecção de falhas internas, variações ao longo do tempo decorrentes de agressividade do meio, entre outros. Para se estimar as propriedades mecânicas do concreto através desses métodos, deve-se fazer correlações com outros ensaios ou determinações empíricas (EVANGELISTA,2002).

Pelo supracitado, este trabalho irá abordar dois métodos não destrutivos, esclerometria e velocidade de propagação de onda ultrassônica, conjuntamente com o método destrutivo de extração de testemunho de corpos de prova, com o intuito da obtenção de curvas de correlação simples e múltiplas entre a resistência à compressão do concreto e as grandezas medidas nos ensaios não destrutivos visando-se a obtenção de valores confiáveis para traços de concretos mais utilizados pelas empresas concreteiras da região de Maringá – PR.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Com as estruturas atingindo o fim da vida útil de projeto, nota-se uma grande necessidade de avaliação da segurança das estruturas já existentes. Não obstante, muitas estruturas durante sua vida, foram destinadas a outros usos que não os considerados em projeto, ou privadas de uma manutenção preventiva, comprometendo desta forma a sua segurança (CASTRO, 2009).

Assim, com a necessidade de avaliação das estruturas sem que haja o comprometimento das mesmas, utiliza-se dos ensaios não destrutivos e destrutivos com o objetivo de estimar um valor imediato da resistência efetiva do concreto, diminuindo as dúvidas no controle de aceitação, de homogeneidade, de deterioração ou de sua capacidade estrutural subsequente (SAMANIEGO, 2014).

Segundo Machado et al (2009), os ensaios não destrutivos fornecem informações quanto às propriedades do concreto nas estruturas, mas a confiabilidade da avaliação dessas propriedades depende da experiência do profissional que realiza esses ensaios e das curvas empregadas para correlacionar as grandezas medidas nos ensaios com as propriedades do concreto investigado.

As normas da ABNT NBR 7584 (2012) e NBR 8802 (2013), de esclerometria e velocidade de ondas ultrassônicas, respectivamente, tratam sobre fatores que influenciam diretamente os resultados dos ensaios, encontram-se dentre esses fatores, o traço do concreto,

os agregados utilizados e tipo de cimento, que são muito característicos da região em que são empregados. Com isso, as normas pedem que a estimativa da resistência à compressão por esses métodos deve dispor de uma correlação confiável, efetuada com materiais locais.

Dentre os métodos não destrutivos foram escolhidos, a determinação do índice esclerométrico mediante esclerômetro de reflexão e determinação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas, devido a facilidade e agilidade de execução, transporte acessível dos equipamentos, disponibilidade dos mesmos na região de estudo, menor custo e resultados imediatos.

Portanto, esta iniciativa tem o propósito de estabelecer curvas de correlação padrão, dos ensaios citados, para os concretos utilizados na cidade de Maringá, facilitando o desenvolvimento de análises estruturais, evitando o uso indevido de gráficos correlacionados à resistência à compressão, fornecido pelos fabricantes dos aparelhos ou por estudos efetuados em outras regiões.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral o estabelecimento de curvas de correlação entre os parâmetros obtidos a partir dos ensaios não destrutivos de esclerometria e de velocidade de onda ultrassônica com a resistência à compressão de concretos utilizados na região de Maringá.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Como consequência do objetivo geral deste estudo, tem-se os seguintes objetivos específicos:

- Obter junto as obras da Cidade de Maringá, amostras de concreto empregados na faixa de  $f_{ck}$  nominal de 25 a 40 MPa e, as características dos materiais componentes;
- Estabelecimento de curvas de correlação simples e múltiplas entre as grandezas de velocidade de ondas ultrassônicas e índice esclerométrico com a resistência à compressão do concreto através de corpos de prova e testemunhos de concreto;
- Comparar as técnicas de velocidade de propagação de onda ultrassônica e de esclerometria para estimar a resistência do concreto;

- Comparar as curvas de correlação obtidas em corpos de prova cilíndricos com as curvas de correlação obtidas através dos testemunhos de concreto;
- Verificar a confiabilidade dos métodos a partir de estudo estatístico.

## **2 REVISÃO DE LITERATURA**

### **2.1 GENERALIDADES DO CONCRETO**

#### **2.1.1 Materiais constituintes**

O concreto é um material composto por um aglomerante, agregado miúdo, agregado graúdo, água e em sua maioria possui também a presença de aditivos e/ou adições, formando uma mistura homogênea. Ele pode ser definido como um material constituído por três fases sendo, uma matriz de pasta de cimento, outra de agregados e a zona de transição entre matriz e agregado (SAMANIEGO, 2014).

Um dos fatores que mais influenciam a resistência do concreto é a relação água/cimento, sendo esta relação inversamente proporcional a resistência. Porém, juntamente com a relação água/cimento o tipo de cimento e as formas dos agregados utilizados podem modificar a porosidade do concreto que segundo Sahuinco (2011), em concretos mais porosos existe uma maior facilidade para agentes agressivos penetrarem no concreto fazendo com que a estrutura se degrade mais rapidamente.

#### **2.1.2 Resistência à compressão do concreto**

Considerando que a maioria das estruturas de concreto são executadas com concreto armado, quando se trata de controle de qualidade, fala-se apenas no controle do concreto e não do aço, isso ocorre, pois, a resistência do aço não se altera com o tempo, desde que seja bem protegido pelo concreto.

Uma das características mais valorizadas pelos projetistas e engenheiros, quando se trata de um melhor controle da qualidade do concreto, é a resistência à compressão, sendo aceita como um índice geral de resistência. Acredita-se que muitas das propriedades do concreto, como módulo de elasticidade, permeabilidade e resistência a intempéries estão ligadas à resistência podendo assim serem deduzidas a partir da mesma (MEHTA; MONTEIRO, 2008).

A verificação de que o concreto utilizado está obedecendo as exigências de projeto é feita a partir de ensaios de compressão de corpos de prova, cilíndricos ou cúbicos, aos 28 dias, sendo eles moldados, curados e rompidos de acordo com as normas técnicas vigentes de cada país (MACHADO et al., 2009).

Para Castro (2009) a ampla utilização do ensaio de compressão dos corpos de prova de concreto se deve a três fatores: a direta relação da resistência à compressão com a capacidade da estrutura resistir as cargas aplicadas, pela facilidade de execução do ensaio e, por fim, pela possibilidade do desenvolvimento de correlações entre a resistência com outras propriedades do concreto, que possuem ensaios com uma dificuldade maior de serem executados.

No Brasil, o controle de recebimento e aceitação do concreto em estado fresco é instruído pela norma ABNT NBR 12655 (2015), ela cita dois ensaios para este fim, sendo o ensaio de consistência e o ensaio de resistência à compressão. De acordo com a referida norma, para cada tipo e classe de concreto a ser colocado em uma estrutura, devem ser realizados os ensaios de controle previsto anteriormente.

O procedimento para a moldagem e cura de corpos de prova é normalizado pela ABNT NBR 5738 (2015), os moldes podem ser cilíndricos ou prismáticos, os cilíndricos devem possuir altura igual ao dobro do diâmetro, sendo escolhidos de acordo com a dimensão nominal máxima do agregado graúdo do concreto. Os corpos de prova devem ser devidamente adensados, curados e preparados, de acordo com a norma, para então poderem proceder ao ensaio de compressão, que é normalizado pela ABNT NBR 5739 (2007).

O ensaio de resistência à compressão deve ser realizado com equipamento adequado em idades especificadas, contadas a partir da inserção da água para moldagem, com carregamento constante, contínuo e sem choques, cessando apenas quando houver uma queda de força indicando a ruptura do corpo de prova.

A resistência à compressão deve ser encontrada a partir da Equação 2.1:

$$f_c = \frac{4F}{\pi \times D^2} \quad (2.1)$$

onde:  $f_c$ : é a resistência à compressão (MPa);  
 $F$ : é a força máxima alcançada (N);  
 $D$ : é o diâmetro do corpo de prova (mm).

De acordo com a ABNT NBR 5739 (2007), quando a relação h/d, altura sobre diâmetro, for menor que 1,94, deve-se fazer a correção multiplicando a força F pelo fator encontrado na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1 – Fator de correção h/d**

Relação <i>h/d</i>	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00
Fator de correção	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87

NOTA Os índices correspondentes à relação *h/d* não indicada podem ser obtidos por interpolação linear, com aproximação de centésimos.

Fonte: NBR 5739, pág. 5 (ABNT, 2007)

Como visto os procedimentos de moldagem, adensamento, cura e rompimento dos corpos de prova são realizados em condições ideais de forma padronizada atingindo o valor máximo de resistência. Quando da execução, adensamento e cura das estruturas reais não existe a mesma condição do laboratório. De acordo com Castro (2009) a resistência do concreto depende dos materiais constituintes e suas proporções, dos procedimentos de mistura e cura, das dimensões, estados de tensão, velocidade de carregamento, entre outros. Assim, pode haver diferença entre a resistência estabelecida pelos corpos de prova e a resistência da estrutura.

Quando existe dúvida no valor de resistência do concreto, pode-se fazer a extração de testemunhos e ensaiá-los à compressão, a fim de determinar a resistência do concreto nessas estruturas. Esta seria a forma mais confiável de se obter a resistência real da estrutura, porém por se tratar de um método de ensaio destrutível, pode causar alguns danos para a mesma. Assim, uma outra forma de analisar a resistência da estrutura, seria a utilização de métodos de ensaios não destrutíveis, como a esclerometria e velocidade de ondas ultrassônicas, que não causam danos e a resistência da estrutura pode ser obtida através de correlações com outros testes.

## 2.2 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

Nas décadas de 70 e 80 houve um aumento nos estudos dos Ensaio Não Destrutivos, (ENDs), com a intenção de melhor representar as características do concreto na própria estrutura, já que os ensaios padrão em corpos de prova, representam apenas a resistência potencial do mesmo, em condições diferentes da estrutura real (CASTRO, 2009).

Os ENDs podem avaliar outras propriedades, além da resistência potencial do concreto, como massa específica, módulo de elasticidade, dureza superficial, permeabilidade, condições de umidade, localização de armaduras, existência de vazios e fissuras, apresentando, ainda, a vantagem de não causarem nenhum dano ou pequenos danos nos elementos ensaiados que

podem ser facilmente corrigidos após o ensaio, sem retratar perda na capacidade resistente do elemento (EVANGELISTA, 2002).

Segundo Machado (2005), os ensaios não destrutivos podem ser utilizados para avaliação do elemento estrutural *in situ*, e apresentam as vantagens quanto à velocidade de execução, custo, imediata disponibilidade de resultados e ausência de danos que possam prejudicar a resistência da estrutura. Os ensaios podem ser realizados em maior número permitindo uma investigação mais abrangente.

Os ensaios podem ser aplicados em estruturas de várias idades, cada uma com um objetivo diferente. Quando se trata de estruturas novas, pode ser feito o monitoramento da evolução da resistência, a verificação da homogeneidade do concreto e da qualidade dos materiais empregados. Já para estruturas existentes são feitas avaliações da sua integridade e capacidade de resistir à novas solicitações (CASTRO, 2009).

Palácios (2012), cita que os ENDs podem ser necessários quando a estrutura não apresentar conformidade com a resistência do concreto, quando forem consideradas possíveis mudanças de uso, para a remoção do escoramento, para avaliar as condições do concreto protendido ou ainda quando apresentar aplicações de carregamentos em idades precoces.

Assim, eles são utilizados para obter informações que possam contribuir na tomada de decisões quando não for possível observar a presença de deterioração aparente ou prevista, quando a condição de deterioração estiver extrema, ou, ainda, onde não se tenha um desempenho estrutural satisfatório (SAHUINCO, 2011).

De acordo com a norma britânica BS 1881: Parte 201 (1986) a escolha do método de ensaio adequado deve estar baseada nos seguintes critérios:

- Custos diretos e indiretos envolvidos na realização dos ensaios;
- Condições da zona a investigar da estrutura;
- Acessibilidade para a realização de um determinado ensaio;
- Efeito do possível dano produzido ao elemento estrutural investigado;
- Precisão requerida na estimativa da resistência à compressão do concreto.

Visto o último item citado anteriormente, Machado (2005) classifica os ENDs em duas categorias:

- Os que fazem medição de alguma propriedade do concreto, a partir do qual pode-se estimar a resistência, durabilidade e propriedades elásticas do material;
- Os que tentam determinar posições, tamanho e condições das armaduras, áreas pouco adensadas, com vazios, fissuras, e teor de umidade do concreto.

Assim, segundo Castro (2009), não se pode esperar que os métodos não destrutivos produzam valores efetivos de resistência, pois eles provêm de outras propriedades do concreto, visando estimá-la.

Para que os métodos de ensaios não destrutivos sejam utilizados para avaliar a resistência do concreto, é necessário que sejam feitas curvas de correlação entre os resultados desses ensaios e a resistência à compressão do concreto. Em sua maioria, estas curvas já são fornecidas pelos fabricantes de cada equipamento, porém podem apresentar erros consideráveis, pois são desenvolvidas usando materiais disponíveis no país de fabricação, e ao serem empregadas em outra localidade os materiais são de origens diferentes (EVANGELISTA, 2002).

No Brasil, devido a economia e facilidade de execução, os ENDs mais utilizados são a esclerometria e a velocidade de onda ultrassônica, outro motivo seria a existência de normas brasileiras específicas para esses ensaios (PALÁCIOS, 2012).

Nesse sentido, o presente capítulo tem como objetivo apresentar uma revisão de literatura acerca desses métodos de ensaio mais comumente empregados no Brasil, apresentar o princípio de cada método e a normalização existente. Serão descritos seus procedimentos e aplicações, apresentando suas vantagens e desvantagens, e as curvas de correlações obtidas.

## 2.3 MÉTODO DO ESCLERÔMETRO DE REFLEXÃO

O ensaio esclerométrico é prescrito no Brasil pela ABNT NBR 7584 (2012), e segundo a mesma esse método não destrutivo tem como função medir a dureza superficial do concreto endurecido, fornecendo elementos para avaliação da qualidade do concreto. Essa avaliação é feita a partir de um índice esclerométrico, que é obtido através do impacto do esclerômetro de reflexão sobre uma superfície do concreto em estudo.

Em 1948, Ernst Schmidt idealizou este método, sendo um dos mais antigos métodos não destrutivos e muito utilizado nos tempos atuais (NEVILLE, 1997).

O método é regido ainda pela norma americana, ASTM C805 (2013) e britânica, BS 1881: Parte 202 (1986), que também descrevem sobre o método.

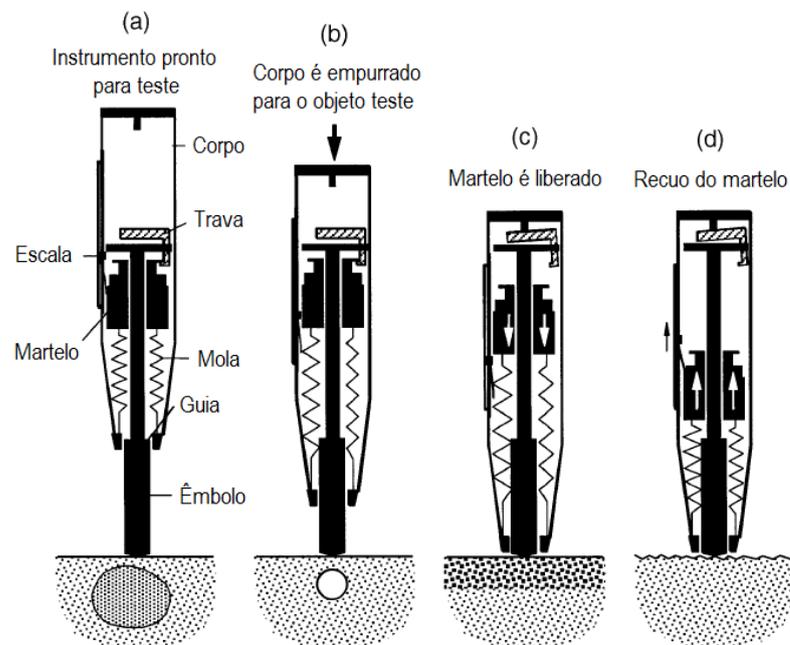
### 2.3.1 Descrição do método

Mehta e Monteiro (2008), dizem que o método consiste em um martelo controlado por uma mola que desliza por um pistão. Assim, para avaliar a dureza superficial, o operador exerce

um esforço sobre o pistão contra uma estrutura, que reage contra a força da mola. O martelo choca no êmbolo que atua contra a superfície do concreto e a massa controlada pela mola recua, deslizando com um ponteiro de arraste ao longo de uma escala guia que é usada para indicar o valor da reflexão do martelo.

O ACI 228.1R (2003), descreve que o ensaio é executado através de um dispositivo constituído, principalmente, pelos seguintes componentes, corpo exterior, êmbolo, martelo e mola. Para a realização do ensaio o êmbolo é estendido a partir do corpo do instrumento e colocado sobre a superfície de concreto. Quando o êmbolo for totalmente estendido o martelo é travado, e após isso, o corpo do instrumento é empurrado em direção à superfície ensaiada. Isto causa uma extensão na mola conectando o martelo com o corpo do instrumento. Quando o corpo é empurrado até o seu limite, a trava é liberada, e a mola puxa o martelo para a superfície de concreto. O martelo impacta a guia do êmbolo e é refletido. O recuo do martelo move o indicador da escala registrando a distância do reflexo. Essa distância é medida em uma escala numerada de 10 a 100 e é registrada como índice de reflexão. A Figura 2.1 ilustra a esquemática do equipamento.

**Figura 2.1 – Esquema do equipamento de esclerometria**



Fonte: Adaptado ACI 228.1R (2003)

A distância que é percorrida pela mola, devido a reflexão do êmbolo, depende do valor da energia cinética no martelo antes do impacto com o êmbolo e o quanto desta energia é

absorvida pelo concreto durante o impacto. Uma pequena parcela desta energia é absorvida pela fricção mecânica decorrente da utilização do aparelho, enquanto que a parcela restante é absorvida no contato do êmbolo com a superfície de concreto, determinando o índice esclerométrico como um indicador das propriedades do concreto. Quanto maior a dureza da superfície do concreto menor será a energia que se converte em deformação permanente, sendo, assim, maior a reflexão do martelo (ESCOBAR; CRUZ; FABRO, 2008).

A ABNT NBR 7584 (2012), descreve que o esclerômetro de reflexão “consiste em uma massa-martelo que, impulsionada por uma mola, se choca, através de uma haste, com ponta em forma de calota esférica, com a área de ensaio”. Ainda segundo a ABNT NBR 7584 (2012), ela cita alguns tipos de esclerômetros, que devem ser escolhidos segundo grau de precisão e em função das características da estrutura de concreto:

- Esclerômetro com energia de percussão de 30 N.m, indicado para obras de grande volume de concreto;
- Esclerômetro com energia de percussão de 2,25 N.m, com ou sem fita registradora automática, sendo utilizado para casos normais de construção;
- Esclerômetro com energia de percussão de 0,90 N.m, com ou sem aumento da área da calota esférica da ponta da haste, para concretos de baixa resistência;
- Esclerômetro com energia de percussão de 0,75 N.m, com ou sem fita registradora automática, apropriado para elementos de pequenas dimensões e sensíveis aos golpes.

### **2.3.2 Descrição do ensaio**

Para iniciar o ensaio esclerométrico, primeiramente deve-se fazer a verificação do equipamento. A norma ABNT NBR 7584 (2012) diz que o esclerômetro deve sempre ser aferido antes de sua utilização, ou, quando na mesma inspeção, forem realizados mais que 300 golpes. Para a realização dessa aferição deve seguir algumas recomendações:

- Utilizar bigorna de aço dotada de guia, com massa aproximada de 16 kg, sendo operada sobre base rígida e nivelada, a superfície destinada ao impacto deve apresentar dureza Brinell de 5000 MPa e fornecer índices esclerométricos de 80;
- A cada verificação deve ser efetuado um mínimo de 10 impactos sobre a bigorna;
- Quando o índice for menor que 75, o esclerômetro não deverá ser utilizado, devendo ser ajustado;

- Nenhum, dentre os 10 impactos, deve diferir do índice esclerométrico médio de  $\pm 3$ , caso ocorra, o aparelho não deverá ser utilizado, devendo ser ajustado;
- Calcular o coeficiente de correção do índice esclerométrico pela Equação 2.2:

$$k = \frac{n \cdot I_{Enom}}{\sum_{i=1}^n I_{Ei}} \quad (2.2)$$

onde:  $k$ : é o coeficiente de correção do índice esclerométrico;

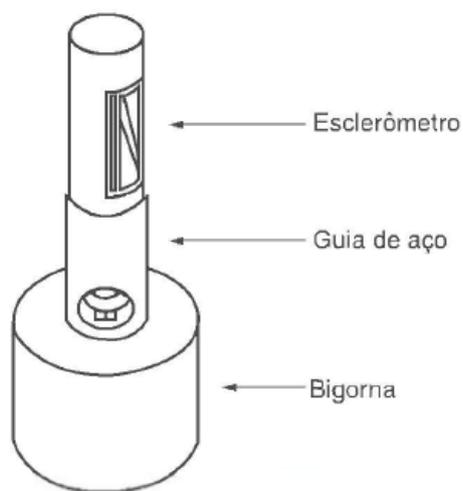
$n$ : é o número de impactos na bigorna de aço;

$I_{Enom}$ : é o índice esclerométrico nominal do aparelho na bigorna de aço, fornecido pelo fabricante;

$I_{Ei}$ : é o índice esclerométrico obtido em cada impacto do esclerômetro na bigorna de aço.

As verificações são necessárias, pois com o uso as características das molas vão se desgastando, e, também, pode ocorrer penetração de poeira no aparelho entre os anéis de vedação de feltro existentes na barra de percussão. A Figura 2.2 ilustra a bigorna de aço necessária para a aferição do equipamento.

**Figura 2.2 – Bigorna de aço**



(a)



(b)

Fonte: (a) ABNT NBR 7584 (2012)/ (b) Autor (2017)

Segundo a referida norma, deve-se tomar um cuidado especial com as superfícies a serem ensaiadas, estando elas sempre secas ao ar, limpas e, de preferência, que sejam planas. Assim, superfícies preparadas com fôrmas lisas e que não absorvem água, fornecem índices esclerométricos com boa correlação com a resistência do concreto.

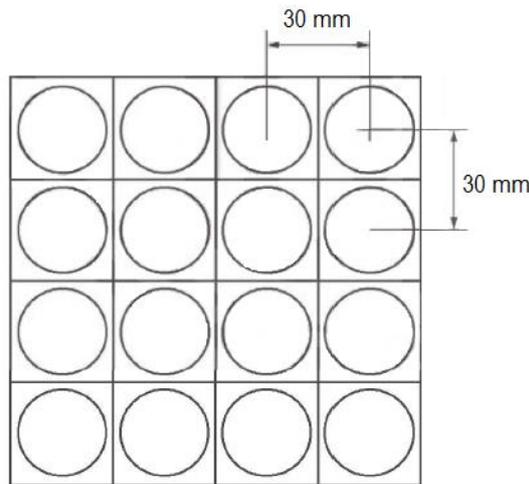
Deve-se evitar superfícies horizontais, devido a fenômenos como exsudação e segregação, e superfícies úmidas e carbonatadas. Para realizar os ensaios nessas superfícies, deve-se proceder à alguns cuidados como remoção da camada, polimentos e, se necessário, aplicar coeficientes de correção.

A região em que serão realizados os impactos com o esclerômetro de reflexão, deve obedecer à alguns critérios:

- Realizar o polimento energético com prisma ou disco carborundum, com movimentos circulares, retirando, a seco, toda poeira e pó superficial;
- Preferencialmente, realizar o teste, nas faces verticais dos elementos;
- Estar afastada das regiões afetadas por segregação, exsudação, concentração de armaduras, juntas de concretagem, cantos, arestas, etc.
- Estar afastada no mínimo 50 mm dos cantos e arestas dos elementos estruturais;
- Estar compreendida em uma área mínima de 8000 mm<sup>2</sup> e 40000 mm<sup>2</sup>;
- O número mínimo de áreas a serem ensaiadas vai depender da heterogeneidade do concreto e do volume da área que está sendo analisada.

Depois de determinada a quantidade e a localização da área de ensaio, deve-se realizar 16 impactos sobre cada área. Não pode ser realizado mais de um impacto por ponto, caso ocorra, o segundo valor deverá ser eliminado. Os impactos devem ser distribuídos uniformemente sobre a área de ensaio, para isso, é aconselhado desenhar um reticulado, para limitar a área de aplicação. A distância mínima entre o centro de dois pontos deve ser de 3 cm, a Figura 2.3 ilustra melhor como deve ser feito.

**Figura 2.3 – Área de ensaio e pontos de impacto**



Fonte: ABNT NBR 7584 (2012)

Com a realização dos impactos sobre a área de ensaio, calcula-se a média aritmética dos 16 valores individuais dos índices esclerométricos correspondentes a uma área de ensaio. Desprezar todo valor que diferir em mais de 10 % da média obtida e recalculer nova média aritmética, sendo que a mesma deve conter mínimo 5 valores individuais. Por fim, para se obter o valor final do índice esclerométrico médio efetivo da área de ensaio ( $I_{E\alpha}$ ), deve-se corrigir o valor com o coeficiente de correção ( $k$ ) calculado no início do ensaio.

Os resultados são apresentados em um relatório de ensaio, no qual deve conter, especificações sobre o equipamento utilizado, os índices individuais verificados, croquis com a localização do ensaio na estrutura, a posição do aparelho ao realizar o ensaio, os coeficientes utilizados em possíveis correções, o valor médio do índice esclerométrico de cada área de ensaio, o valor do índice esclerométrico efetivo e demais informações julgadas necessárias pelos profissionais envolvidos.

### **2.3.3 Vantagens, aplicações e limitações**

As vantagens que mais se destacam neste método é a simplicidade do equipamento, o que possibilita fácil manuseio e baixo custo para a realização do ensaio, e, justamente, por se tratar de um END, outra vantagem seria os danos causados na superfície de ensaio, que são praticamente nulos, apresentando apenas algumas marcas quando o ensaio for realizado em concretos nas primeiras idades ou com baixa resistência. Assim, o ensaio não deve ser aplicado em concretos com resistência à compressão menor que 10 MPa (MACHADO, 2005).

Para Evangelista (2002), além das vantagens já mencionadas anteriormente, vale destacar ainda a facilidade com que os dados podem ser obtidos e o ótimo desempenho em avaliar a uniformidade do concreto e o monitoramento da resistência ao longo do tempo.

O ensaio é bastante aplicado na área de concretos pré-moldados, para o acompanhamento da evolução do mesmo. É capaz de estimar a resistência do concreto através de curvas de correlação, auxilia na decisão de remoção do escoramento, se a estrutura já está em condições de entrar em serviço e/ou da necessidade de realização de ensaios mais complexos, para se obter uma maior confiabilidade nos resultados (CASTRO, 2009).

Para análise da resistência à abrasão de um elemento, por se tratar de um desgaste gerado na superfície do elemento, o valor obtido através do ensaio com esclerômetro de reflexão é sensível a alguns fatores que influenciam a análise desta resistência, que depende muito da resistência superficial (NEVILLE, 1997).

Como principal limitação tem-se que o método fornece informações a respeito da dureza superficial do concreto, apenas em uma camada de cerca de 20 mm, de acordo com a ABNT NBR 7584 (2012), e segundo a BS 1881:Parte 202 (1986), em uma camada de 30 mm de profundidade.

Segundo a ABNT NBR 7584 (2012), “o método esclerométrico não pode ser considerado substituto de outros métodos, mas um método adicional ou um ensaio complementar”.

Os fabricantes dos esclerômetros fornecem um gráfico correlacionado à resistência à compressão do concreto com o índice esclerométrico, porém seu uso não é recomendado, pois os materiais e condições de testes podem ser diferentes dos utilizados quando elaborados pelos fabricantes (SAMPAIO, 2010).

Existem diversos fatores que podem influenciar os resultados. A ABNT NBR 7584 (2012), cita alguns deles como sendo, tipo de cimento, tipo do agregado, estado da superfície de concreto, umidade, carbonatação, idade do concreto, entre outros.

## **2.3.4 Fatores que influenciam os resultados do ensaio**

### **2.3.4.1 Tipo de cimento**

A norma britânica BS 1881: Parte 202 (1986) cita que os diferentes tipos de cimento Portland, podem afetar na correlação da esclerometria com a resistência do concreto de forma relativamente pequena, não ultrapassando o índice de 10%. Já cimentos Portland com alto teor

de aluminato de cálcio podem ter índices até 100% mais elevados do que os demais cimentos Portland.

A referida norma cita ainda que o concreto com mesma resistência, porém com teor de cimento maior, possuirá leituras do índice esclerométrico menor do que aqueles com baixos teores de cimento. Porém, essa diferença não ultrapassará 10%.

A norma brasileira ABNT NBR 7584 (2012) cita a necessidade da elaboração de novas curvas de correlação sempre que houver mudança no tipo de cimento.

Já a norma ABNT NBR NM 78 (1996) diz que o consumo de cimento por metro cúbico de concreto não provoca nenhuma influência considerável, na correlação dos índices esclerométricos com a resistência. Porém, o tipo de cimento é muito significativo na obtenção do valor de reflexão, principalmente em cimentos aluminosos ou supersulfatados, que apresentam correlações diferentes das obtidas com cimento Portland comum.

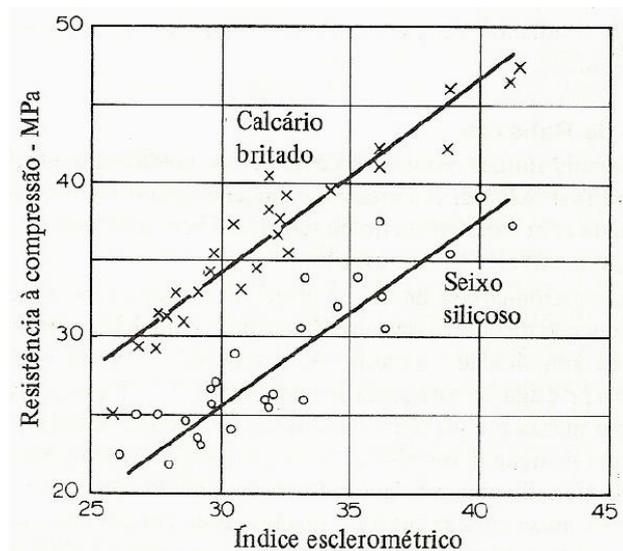
O estudo realizado pela Evangelista (2002) constatou uma variação de 13% a 70% nos índices esclerométricos, sendo mais alto para concretos com cimento Portland de alto-forno (CP III) do que para concretos com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V).

#### 2.3.4.2 Tipo e dimensão do agregado graúdo

Agregados com pesos normais apresentam correlações semelhantes entre a resistência do concreto e sua dureza, porém, essa relação só pode ser assumida através de testes. Agregados leves e com propriedades incomuns requerem um estudo especial (BS 1881: PARTE 202, 1986).

Segundo Neville (1997) o ensaio esclerométrico é sensível a variações localizadas do concreto, quando há a presença de uma partícula grande de agregado na posição do impacto, o índice esclerométrico resultante pode ser muito alto. O agregado influencia a rigidez do concreto, influenciando assim no índice esclerométrico. A Figura 2.4 mostra a relação entre o índice esclerométrico, a resistência à compressão e o tipo de agregado.

**Figura 2.4 – Relação entre resistência à compressão e índice esclerométrico de cilindros de concreto feitos com diversos agregados**



Fonte: Neville (1997)

A ABNT NBR 7584 (2012) ressalta que agregados leves e pesados influenciam ainda mais a variação dos índices esclerométricos, apesar de fornecerem a mesma resistência para os concretos.

Não podem ser comparados resultados de dureza sobre concretos preparados com agregados de diferentes composições petrográficas (ABNT NBR NM 78, 1996).

Evangelista (2002) mostra em seu estudo que de um modo geral, a série de concretos feitos com brita de gnaiss apresenta índices cerca de 5% a 58% maiores que concretos com brita de argila expandida. Quanto a variação do índice esclerométrico em relação a dimensão máxima do agregado, as diferenças dependem também da relação água/cimento, podendo variar de 17% a 30%, sendo maiores em concreto com dimensão máxima de 19 mm em relação aos com 9,5 mm. Porém, em algumas relações água/cimento pode-se inverter a situação.

#### 2.3.4.3 Condições da superfície de ensaio

O ensaio de esclerometria só deve ser realizado em superfícies lisas, superfícies obtidas em moldes com características diferentes respondem de forma errônea ao teste de dureza. Testes realizados em superfícies de cortes são mais susceptíveis a resultados variados do que superfícies moldadas. A falta de evidência quantitativa de como superfícies diferentes se comportam ao teste de dureza pode levar a consideráveis erros (BS 1881: PARTE 202, 1986).

#### 2.3.4.4 Umidade

Estruturas com superfícies molhadas fornecem leituras esclerométricas menores do que em superfícies secas. A redução pode chegar a 20% em concreto estrutural, apesar que dependendo do tipo de concreto a diferença pode ser ainda maior (ABNT NBR 7584, 2012).

Segundo a ABNT NBR NM 78 (1996) a influência da umidade varia com a porosidade da superfície e deve ser considerada durante a realização das determinações.

No estudo realizado pela Evangelista (2002) foi confirmado o aumento dos índices para os concretos que permaneceram no mínimo 7 dias expostos ao ambiente de laboratório em relação aos que foram mantidos por 48 horas em cura úmida.

#### 2.3.4.5 Carbonatação

Segundo a norma BS 1881: Parte 202 (1986), o efeito de carbonatação aumenta a dureza do concreto. Taxas normais de carbonatação não irão influenciar significativamente a medida de dureza em concretos com idades menores do que 3 meses. Em algumas circunstâncias de alta temperatura e concentração de dióxido de carbono elevado, a carbonatação pode ter um efeito significativo em idades precoces. A carbonatação afeta a camada superficial que deixa de ser representativa do concreto no elemento.

Nas piores situações, dependendo da espessura da camada carbonatada, pode-se estimar valores para a resistência do concreto superiores a 50% dos valores reais, assim, devem ser definidos coeficientes corretivos, a fim de minimizar o efeito de carbonatação (ABNT NBR 7584, 2012).

A ABNT NBR NM 78 (1996) afirma que é possível quantificar a influência da carbonatação, removendo por abrasão, a camada carbonatada e, assim, comparar com os novos valores obtidos. É necessário atentar-se ao fato de que não são comparáveis valores de reflexão obtidos para superfícies moldadas e polidas. Ao efetuar o polimento da camada superficial, é importante tomar cuidado para que as partículas de agregados não fiquem tão expostas, pois afetam sensivelmente o valor da reflexão.

#### 2.3.4.6 Tipo de cura e idade do concreto

A relação entre dureza e resistência varia com a função do tempo. As variações na taxa inicial de endurecimento, a cura e as condições de exposição também influenciam essa relação.

É necessária a separação das curvas de correlação para os diferentes tipos de cura, mas o efeito da idade pode ser ignorado para concretos entre 3 dias e 3 meses (BS 1881: PARTE 202, 1986).

A ABNT NBR 7584 (2012) diz que a influência da idade na dureza superficial do concreto, ocorre devido a fatores como a cura, carbonatação e outros. Portanto, as correlações não são válidas para idades superiores a 60 dias ou inferiores a 14 dias, deve-se analisar os fatores que possam influenciar para fazer as correções de valores necessárias.

A realização do ensaio esclerométrico em concretos com idades superiores a 3 meses deve ser feita após a verificação de carbonatação na superfície do mesmo (ABNT NBR NM 78, 1996).

#### 2.3.4.7 Direção do ensaio

De acordo com a BS 1881: Parte 202 (1986) a direção do ensaio irá influenciar o índice esclerométrico. As indicações usuais são que os ensaios devem ser feitos na posição horizontal ou verticalmente para baixo, mas qualquer direção de ensaio pode ser utilizada, desde que seja normal à superfície. Correções são fornecidas pelo aparelho para dada direção de ensaio, e devem ser verificadas experimentalmente.

Neville (1997) afirma que a posição do esclerômetro deve ser normal em relação a superfície a ser ensaiada, porém quando realizada na vertical pode influenciar no índice esclerométrico, devida a ação da gravidade sobre a massa do esclerômetro. Assim, um piso possui índice esclerométrico menor do que de um forro feitos com o mesmo concreto. Quando em superfícies inclinadas os resultados são intermediários em relação aos já mencionados. Portanto, não é aconselhável o uso de diagramas gerais relacionando o índice com a resistência, sendo necessário a determinação experimental dessa relação.

#### 2.3.4.8 Rigidez da peça ensaiada

Quando aplicado o esclerômetro de reflexão, o impacto não deve permitir vibrações ou o movimento do concreto testado. Assim, amostras de concreto pequenas, devem ser montadas para o ensaio de forma rígida, prendendo-as em uma máquina de ensaio à compressão, por exemplo. Para algumas estruturas, a esbeltez e a massa podem ser tais que não obedeçam esse critério, dificultando a previsão dos resultados, assim deve-se fazer uma comparação entre estruturas com as mesmas condições (BS 1881: PARTE 202, 1986).

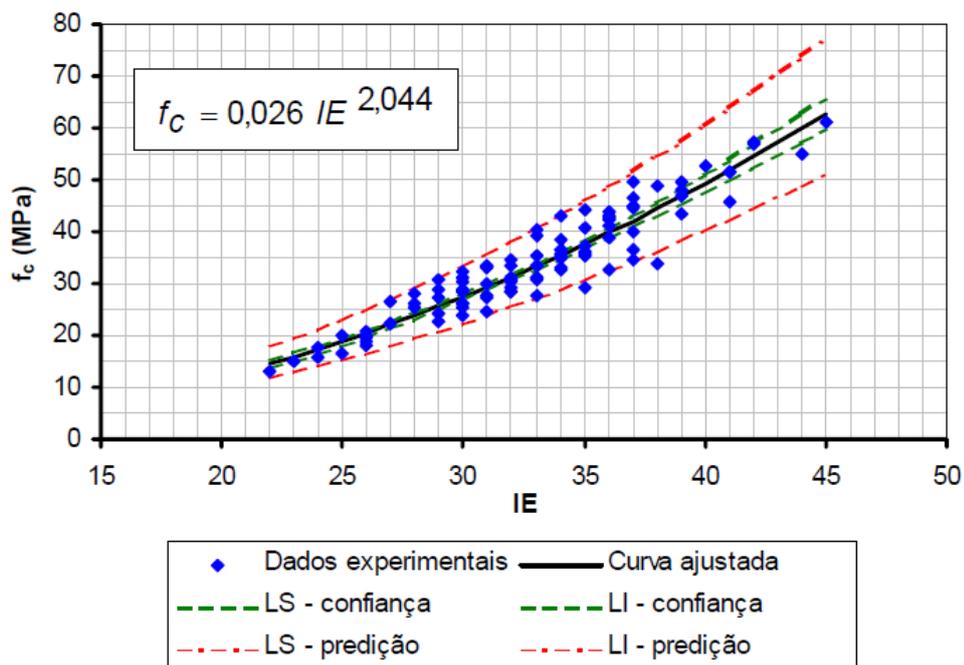
A ABNT NBR 7584 (2012) diz que é necessário evitar a realização do ensaio em elementos de concreto com dimensões menores que 100 mm, na direção do impacto, pois não são suficientemente rígidos, podendo provocar a interferência de ressonância, vibrações e dissipação de energia no resultado obtido. Para viabilizar os ensaios nesses tipos de elementos, os mesmos devem ser ensaiados com cuidados especiais, como exemplo, colocar um apoio de encontro à face oposta à área de ensaio. Sempre que possível o ensaio deve ser realizado na posição de maior inércia da peça.

A energia que é absorvida pelo concreto no momento do impacto do ensaio está ligada tanto com a sua resistência como com a sua rigidez, assim, o índice esclerométrico é resultante da combinação desses dois fatores (NEVILLE, 1997).

### **2.3.5 Recomendações para curvas de correlação**

Para obtenção de uma correlação adequada entre o índice esclerométrico médio e a resistência à compressão do concreto, deve ser preparada uma curva de correlação, previamente em laboratório, entre ambos os parâmetros, na qual os pontos são obtidos aplicando o esclerômetro sobre corpos de prova comprimidos entre os pratos da prensa de ensaio. Dessa maneira, são obtidos o índice esclerométrico médio do corpo de prova que, ao ser ensaiado à compressão, completa os valores necessários para a determinação de um ponto com relação aos dois eixos cartesianos. Sendo representado pelo eixo das abcissas, o índice esclerométrico médio, e pelas ordenadas, a resistência à compressão do corpo de prova. A curva de correlação é determinada para um determinado tipo de concreto (ABNT NBR NM 78, 1996). A Figura 2.5 ilustra uma curva de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto.

Figura 2.5 – Curva de correlação entre  $f_c$  e IE



Fonte: Machado (2005)

Evangelista (2002) recomenda fazer, no mínimo, nove medições em cada corpo de prova cilíndrico, ocupando pelo menos  $180^\circ$  e em posições ao longo de sua altura. São necessários no mínimo 30 corpos de prova, com vários níveis de resistência, para uma análise estatística confiável dos resultados.

Os concretos preparados devem possuir relação água/cimento variando de 0,40 a 0,70, com intervalos de 0,05, no intuito de obter vários pontos na curva de correlação, não devendo extrapolar pontos na curva. Para cada relação água/cimento é recomendável moldar, no mínimo, dois corpos de prova, e usar o índice esclerométrico médio de cada par de corpo de prova para elaborar a curva. É recomendável o uso de corpos de prova cilíndricos de 15x30 cm (ABNT NBR NM 78, 1996).

Ainda segundo a ABNT NBR NM 78 (1996) para evitar que o corpo de prova movimente na hora do ensaio esclerométrico, recomenda-se que o mesmo seja sustentado entre os pratos da prensa de ensaio com uma força igual a 15% da carga de ruptura estimada. Deve estar superficialmente seco, sendo mantido por 48 horas antes do ensaio em ambiente de laboratório.

## 2.4 MÉTODO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDA ULTRASSÔNICA

Consiste de um método de ensaio não destrutivo, já consagrado que determina a velocidade de ondas longitudinais para medir o tempo em que um pulso percorre uma certa distância (NEVILLE, 1997).

O método é regido no Brasil pela norma ABNT NBR 8802 (2013) e pela norma americana, ASTM C597 (2009), e britânica, BS 1881: Parte 203 (1986), que também descrevem sobre o método.

Segundo Silva Filho e Helene (2011), existem diversos métodos que utilizam ondas ultrassônicas, porém o mais comum deles, é o que mede a velocidade de propagação de um pulso no interior da amostra. Este tipo de ensaio ganhou espaço graças ao desenvolvimento de alguns aparelhos portáteis de medição. A Figura 2.6 mostra o aparelho PUNDIT (Portable Ultrasonic Non Destructive Digital Indicating Test), da CNS, que é um exemplo de alguns desses aparelhos.

**Figura 2.6 – Aspecto do aparelho portátil de ensaio VPU**



Fonte: Silva Filho e Helene (2011)

### 2.4.1 Descrição do método

A aplicação de uma perturbação dinâmica em um meio sólido elástico, pode gerar três tipos de propagação de ondas mecânicas, sendo ondas de compressão, também conhecidas como ondas longitudinais, ondas de corte ou transversais, e as ondas superficiais também designadas por ondas de Rayleigh (CAETANO, 2013).

As ondas longitudinais propagam-se pelo meio sólido de uma forma semelhante às ondas sonoras que se propagam através do ar. Cada onda propaga-se com uma velocidade

característica. Em determinado sólido, as ondas longitudinais têm uma velocidade maior quando comparada com ondas de superfície. No concreto, a velocidade das ondas transversais e de superfície, são geralmente de 60 e 55 %, respectivamente, da velocidade de ondas longitudinais (NAIK; MALHOTRA; POPOVICS, 2004, apud CAETANO, 2013).

A velocidade do pulso de ondas longitudinais no concreto está relacionada com as propriedades elásticas e a densidade do concreto, de acordo com a relação mostrada na Equação 2.3 (ASTM C597, 2009).

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

onde:  $V$ : velocidade do pulso de ondas longitudinais (m/s);  
 $E$ : módulo de elasticidade dinâmico (N/m<sup>2</sup>);  
 $\mu$ : coeficiente de Poisson dinâmico;  
 $\rho$ : densidade (kN/m<sup>3</sup>).

Portanto, o método está relacionado ao fato de que a qualidade do concreto influencia na velocidade de propagação das ondas. O ensaio consiste na medição, por meio eletrônico, do tempo que as ondas ultrassônicas levam para se propagar através do concreto, entre o emissor e o receptor. Assim, a velocidade média de propagação da onda é resultado da divisão do comprimento percorrido entre os transdutores, pelo tempo de propagação (MALHOTRA, 1984 apud EVANGELISTA, 2002).

A ABNT NBR 8802 (2013) fornece a Equação 2.4 para o cálculo da velocidade de propagação de ondas.

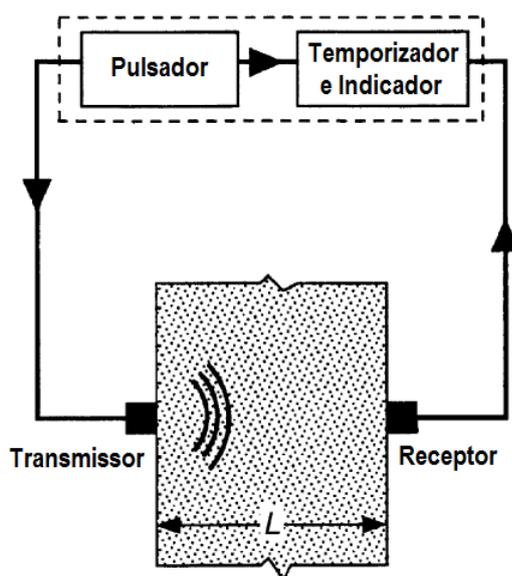
$$V = \frac{L}{t} \quad (2.4)$$

onde:  $V$ : é a velocidade de propagação (m/s);  
 $L$ : é a distância entre os pontos de acoplamento dos centros das faces dos transdutores (m);  
 $t$ : é o tempo decorrido desde a emissão da onda até a sua recepção (s).

O princípio operacional do método consiste em um pulsador que envia um sinal de alta de tensão com curta duração a um transdutor, fazendo com que o transdutor vibre em sua

frequência de ressonância. No início do pulso elétrico, um temporizador eletrônico é ligado. As vibrações do transdutor são transferidas para o concreto através de um fluido de ligação viscosa, o pulso atravessa o concreto e é detectado por um transdutor presente na face oposta. Quando o impulso é recebido, o temporizador eletrônico é desligado e o tempo decorrido é exibido (ACI 228.1R, 2003). A Figura 2.7 mostra o esquema do aparelho de ultrassom.

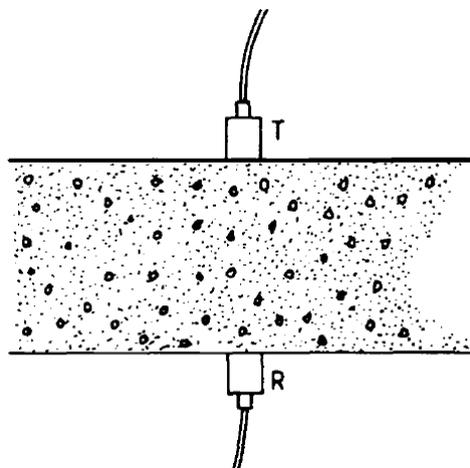
**Figura 2.7 – Esquemática do aparelho de ultrassom para medir a velocidade de pulso**



Fonte: Adaptado ACI 228.1R (2003)

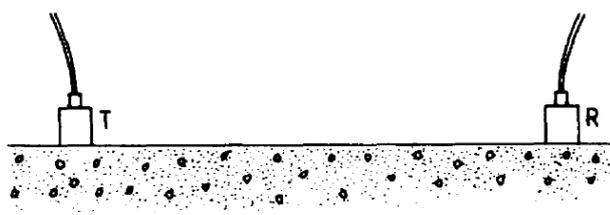
De acordo com Sampaio (2010), para a obtenção da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas pode-se realizar o ensaio de três formas diferentes, por transmissão direta, indireta ou semidireta, elas se diferem na posição relativa dos transdutores colocados sobre o concreto.

No método de transmissão direta os transdutores são colocados em faces opostas, na mesma direção, sendo a forma mais eficaz, pois a energia de pulso transmitida e recebida é máxima (SAMPAIO, 2010). A Figura 2.8 mostra uma representação do método:

**Figura 2.8 – Transmissão direta**

Fonte: BS 1881: Parte 203 (1986)

O método de transmissão indireta é o menos eficaz, pois os transdutores são colocados na mesma face, fazendo com que a intensidade do sinal recebido seja significativamente menor do que no modo direto, propiciando erros. É utilizado em último caso, quando se tem acesso apenas a uma face do objeto analisado, como é o exemplo de lajes (SAMPAIO, 2010). A Figura 2.9 ilustra o método indireto.

**Figura 2.9 – Transmissão indireta**

Fonte: BS 1881: Parte 203 (1986)

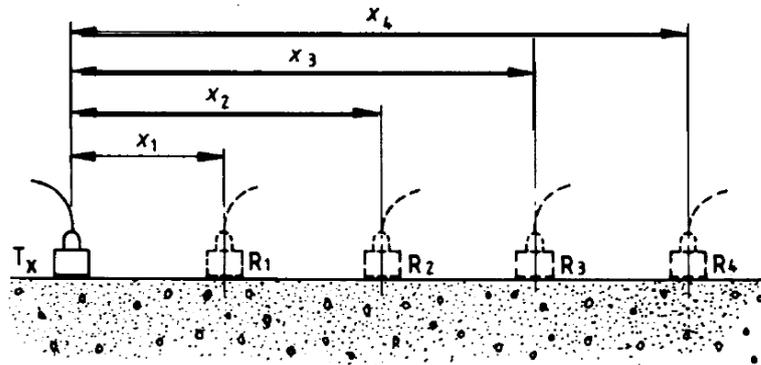
No método de transmissão indireta o impulso propaga-se por camadas mais superficiais, porém se o concreto possuir características superficiais diferentes das de camadas mais profundas, então os resultados podem não ser tão bem representativos. Assim quanto mais os transdutores são afastados, o impulso consegue atravessar camadas mais profundas.

Sampaio (2010) diz ainda que por desconhecer o exato caminho percorrido pela onda, há a necessidade de realizar um procedimento especial para a determinação da velocidade de impulso.

A ABNT NBR 8802 (2013) prescreve as seguintes etapas para se calcular a velocidade de propagação das ondas no modo indireto:

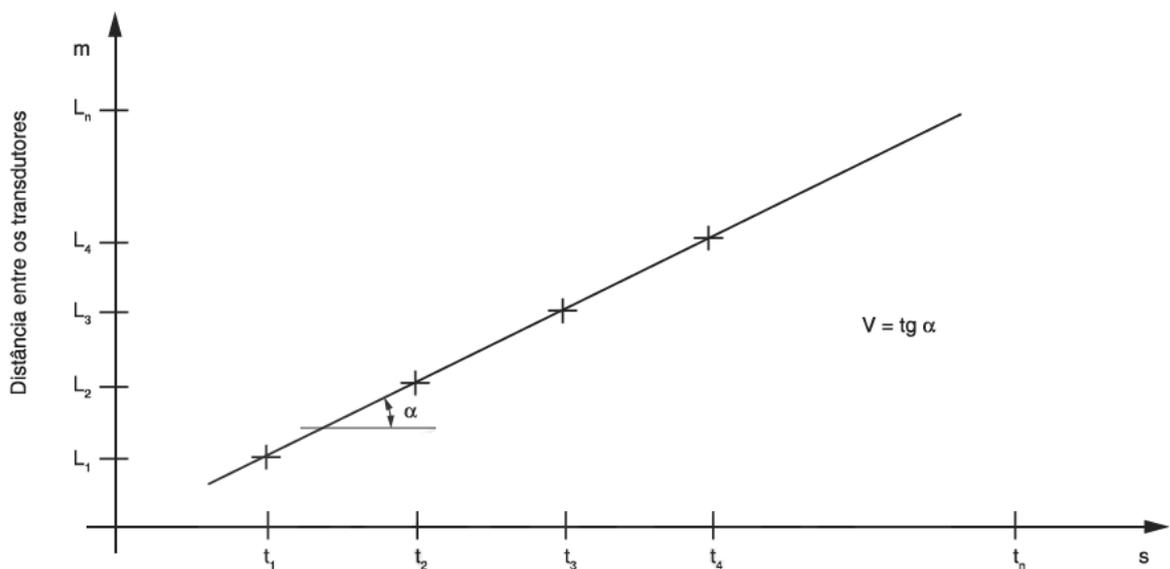
- Deve-se fixar o transdutor-emissor em um ponto ( $T_x$ );
- Fazer a leitura de tempo de propagação, estando o transdutor-receptor nos pontos  $R_1, R_2, R_3, \dots, R_n$ , em uma mesma reta e distanciados igualmente entre si;
- Locar, em um sistema cartesiano de eixos, as distâncias entre os pontos  $T_x$  e  $R_1$  a  $R_n$  e os tempos lidos para que a onda ultrassônica percorra estas distâncias. A inclinação obtida da reta é a velocidade de propagação de onda do material ensaiado. A Figura 2.10 e 2.11 exemplificam melhor essas etapas.

**Figura 2.10 – Determinação da velocidade de onda pelo método indireto**



Fonte: Adaptado BS 1881: Parte 203 (1986)

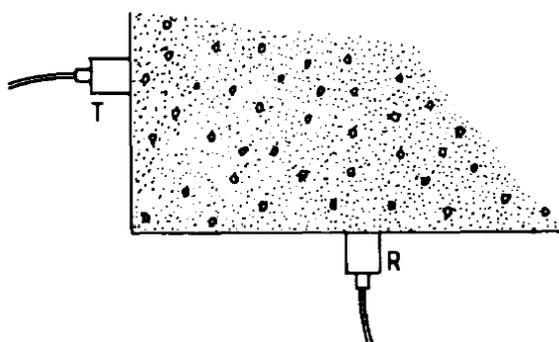
**Figura 2.11 – Exemplo de gráfico obtido pela transmissão indireta**



Fonte: ABNT NBR 8802 (2013)

Já o método de transmissão semidireta também possui uma eficiência muito satisfatória, desde que a distância entre os transdutores não seja muito distante um do outro, pois se for, há o perigo do sinal de impulso transmitido ser atenuado e não ser detectado. Esse modo é útil para evitar zonas com concentração de armadura (CAETANO, 2013). A ilustração do método semidireto está representada na Figura 2.12.

**Figura 2.12 – Transmissão semidireta**



Fonte: BS 1881: Parte 203 (1986)

#### **2.4.2 Descrição do ensaio**

Para a realização do ensaio são necessárias algumas aparelhagens para compor o sistema, a ABNT NBR 8802 (2013) descreve quais são esses aparelhos:

- Circuito gerador-receptor: é um aparelho com pulso elétrico de baixa frequência ultrassônica e possui alta estabilidade e precisão de leitura, sendo de pelo menos  $0,1\mu\text{s}$ ;
- Transdutor-emissor: este aparelho possibilita a transformação do pulso elétrico em onda de choque em uma faixa de 24 kHz a 500 kHz;
- Circuito medidor de tempo: com este aparelho é possível medir o tempo decorrido desde a emissão da onda até sua recepção, ele pode ser provido de ajuste para descontar o tempo gasto nos conectores entre o gerador-receptor e os transdutores. O tempo gasto no percurso pode ser lido em um tubo de raios catódicos ou em um mostrador digital;
- Cabos coaxiais: eles devem permitir a perfeita conexão dos transdutores ao circuito gerador-receptor;

- Barra de referência: é necessária para realizar a aferição do equipamento ultrassônico, é feita de material metálico, e possui superfícies de acoplamento com acabamento polido e vibração do tempo de trânsito gravada.

A norma ABNT NBR 8802 (2013) relata que as estruturas ou corpos de prova de concreto a serem ensaiados precisam de alguns cuidados, devendo ter as superfícies planas, lisas e isentas de sujeira. Os que não possuírem superfícies suficientemente lisas devem ser regularizados através de processos mecânicos ou com uma camada mínima de pasta de cimento, gesso ou resina epoxídica, para possibilitar um bom acoplamento com os transdutores. No caso da regularização ser feita com processo mecânico, deve-se haver o cuidado para as vibrações não prejudicarem a estrutura interna do material.

Deve-se tomar o cuidado para que todos os componentes a serem ensaiados tenham as mesmas condições de composição e umidade relativa.

Para iniciar o ensaio, o aparelho deve estar devidamente calibrado e os corpos de prova ou elementos estruturais preparados como descrito anteriormente. Deve-se, então, aplicar uma fina camada de acoplante nas faces dos transdutores ou no elemento a ser ensaiado, posicionar os transdutores de acordo com a forma de transmissão que será realizada, transmissão direta, indireta ou semidireta.

O material acoplante utilizado serve para garantir um contato contínuo entre as superfícies, na menor espessura possível, podendo este material ser graxas de silicone ou mineral e vaselina.

A norma diz ainda, que o acoplamento e a pressão entre as superfícies dos transdutores e o objeto ensaiado devem ser considerados satisfatórios quando obtido o valor mínimo de leitura com variação de até  $\pm 1\%$ . A medida entre os centros dos transdutores deve ser determinada com uma precisão de  $\pm 1\%$ .

O resultado é dado pelo cálculo da velocidade de propagação de ondas com a Equação 2.4, já mencionada anteriormente, é feito então um relatório de ensaio que contenha informações quanto a localização na estrutura do local de ensaio, distâncias e localização dos transdutores, direção da propagação da onda, velocidade de propagação, descrição da preparação das superfícies e condição de umidade do concreto, e outras informações adicionais que se fizerem necessárias.

### 2.4.3 Vantagens, aplicações e limitações

Trata-se de um ensaio de fácil operação com aparelhagens de custo não muito elevado que não causam danos nenhum à estrutura, sendo completamente não destrutivo (EVAGELISTA, 2002).

A ABNT NBR 8802 (2013) cita como principais aplicações do método de ondas ultrassônicas:

- Verificar a homogeneidade do concreto;
- Detectar eventuais falhas internas de concretagem, verificar a existência e profundidade de fissuras e outras imperfeições;
- Monitorar possíveis variações no concreto ao longo do tempo, que podem ser causadas por agressividade do meio.

A norma britânica BS 1881: Parte 203 (1986), acrescenta ainda que o método pode fornecer uma correlação entre a velocidade do pulso e a resistência como uma medida de qualidade do concreto, é possível também determinar o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do concreto.

A ASTM C597 (2009) recomenda o uso desse método para avaliar a eficácia de reparos feitos na estrutura, recomenda ainda que quando utilizado para monitorar possíveis alterações ao longo do tempo, deve-se marcar os locais de realização do ensaio, para o mesmo sempre ser executado na mesma posição.

O ensaio pode ser usado para acompanhamento de variações em elementos de concreto devido a ciclos sucessivos de gelo e degelo, e ação do fogo (NEVILLE, 1997).

Deve-se haver um cuidado especial com os resultados quando se tratar de estruturas com resistências superiores a 60 MPa (BS 1881: Parte 203, 1986).

A relação entre resistência à compressão e velocidade de onda é não-linear, pois, em idades iniciais, um certo aumento na resistência à compressão resulta em um aumento relativamente grande na velocidade de onda, porém, em idades maiores, o aumento da velocidade é menor para um mesmo aumento de resistência. Assim, a sensibilidade da velocidade de onda como um indicador de mudança de resistência do concreto diminui com o aumento da maturidade e da resistência (ACI 228.1R, 2003).

A umidade do concreto é um fator muito importante no ensaio, pois a velocidade de pulsação em um concreto saturado é menos sensível a mudanças na avaliação. A mudança de velocidade de um concreto saturado para um concreto seco pode subir até 5% (ASTM C597, 2009).

Deve-se haver um cuidado especial quanto à montagem do sistema, os transdutores e o concreto devem ser colocados de forma em que haja um perfeito contato entre os dois, pois, caso isso não ocorra, pode-se criar um bolsão de ar entre o transdutor e o elemento, acarretando um erro na determinação do tempo de percurso da onda. Isto ocorre, pois somente uma parcela insignificante do pulso pode ser transmitida pelo ar. Para assegurar o perfeito contato, recomenda-se aplicar finas camadas de produtos como graxas ou sabão líquido (NAIK; MALHOTRA, 1991 apud MACHADO, 2005).

Existe o inconveniente nos ensaios de velocidade de onda, quando há armaduras no elemento ensaiado, pois quando dispostas ao longo do percurso dos pulsos, resultam velocidades maiores, mas não tem influência sobre a resistência à compressão do concreto (NEVILLE, 1997).

De acordo com a BS 1881: Parte 203 (1986), a velocidade de onda ultrassônica pode ser relacionada com o módulo de elasticidade do concreto e sua resistência mecânica, porém vários fatores podem influenciar essa relação como, o tipo de cimento, adições, tipo e tamanho do agregado, condições de cura e idade do concreto.

Devido a esses diversos fatores que podem influenciar a velocidade de propagação de onda ultrassônica, é necessário um pessoal experiente para realizar as análises dos resultados, sem que haja interpretações erradas (LOPES, 2016).

## **2.4.4 Fatores que influenciam os resultados do ensaio**

### 2.4.4.1 Tipo de cimento

No ensaio de ultrassom a diferença entre os concretos com cimento Portland de alta resistência inicial e os demais tipos de cimento Portland não mostrou diferenças significantes na velocidade, conseqüentemente na resistência à compressão (STURRUP et al, 1984 apud EVANGELISTA, 2002).

Evangelista (2002) em seu estudo também não constatou uma influência significativa do tipo de cimento sobre o valor de velocidade de propagação de ondas, sendo realizadas séries em que foram mantidos constantes os volumes de agregado graúdo e água, variando apenas a relação água/cimento e tipo de cimento sendo que uma série foi feita com cimento Portland de alto-forno (CP III) e a outra com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V).

#### 2.4.4.2 Tipo e dimensão do agregado graúdo

Segundo Neville (1997) o módulo de elasticidade dos agregados varia muito, de modo que a velocidade de ondas ultrassônicas no concreto depende do módulo dos agregados da mistura e do teor do agregado.

Mehta e Monteiro (2008), dizem que as rochas usadas como agregado para o concreto têm velocidade mais alta do que a pasta de cimento, assim, quando é aumentada a quantidade de agregado para uma determinada matriz da pasta de cimento, também é aumentada a velocidade média da onda do compósito.

Evangelista (2002) constatou em seu estudo uma influência significativa do diâmetro máximo do agregado graúdo no valor da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas. No estudo foram preparadas duas séries, com agregado graúdo de gnaiss uma com diâmetro máximo igual a 19 mm e a outra com 9,5 mm, variando a relação água/cimento em 0,65, 0,60, 0,55, 0,50, 0,45 e 0,40. Foi constatado que para concretos com mesma idade e relação água/cimento os maiores valores de velocidade de ondas foram encontrados nos concretos com diâmetro máximo de agregado igual a 19 mm, cerca de 2,5% a 11%.

Ainda segundo estudo do referido autor, constatou-se também, variabilidade na velocidade quanto ao tipo de agregado, observou-se diferenças entre 1% a 6% entre séries de agregados de gnaiss e de traquito. Porém, a maior diferença esteve entre o concreto com agregado graúdo de argila expandida e as outras duas já citadas, sendo a velocidade cerca de 13% a 20% menor nos concretos leves.

#### 2.4.4.3 Condições da superfície

Evangelista (2002) diz que várias normas técnicas internacionais acordam que para garantir um perfeito acoplamento dos transdutores aos elementos de concreto, os mesmos devem possuir a superfície de concreto lisa. E também deve-se evitar superfícies com acabamento, pois não é representativo do restante da peça.

#### 2.4.4.4 Temperatura do concreto

A norma britânica BS 1881: Parte 203 (1986) afirma que variações de temperatura entre 10°C e 30°C não causam alterações significativas. Somente para temperaturas fora desse intervalo deve-se fazer o uso de correções. A Tabela 2.2 as correções propostas pela referida norma.

**Tabela 2.2 – O efeito da temperatura sobre a transmissão de impulsos**

Temperatura °C	Correção da velocidade de pulso medidos	
	Concreto seco ao ar %	Concreto saturado com água %
60	5	4
40	2	1,7
20	0	0
0	-0,5	-1
-4	-1,5	-7,5

Fonte: Adaptado BS 1881: Parte 203 (1986)

Segundo Machado (2005), em concretos expostos a temperaturas menores que 0°C, verifica-se um incremento no valor da velocidade, devido ao congelamento da água presente em seu interior.

#### 2.4.4.5 Umidade e cura do concreto

O teor de umidade tem efeito químico e físico sobre a velocidade de onda. Esses efeitos são importantes para a elaboração de curvas de correlações para estimar a resistência à compressão do concreto. Entre um corpo de prova curado adequadamente e outro retirado da estrutura feito com o mesmo concreto, pode haver uma significativa diferença de velocidade, devido a diferença nas condições de cura na hidratação do cimento, e também, por causa da presença de água nos vazios. É importante que esses efeitos sejam considerados ao estimar a resistência (BS 1881: Parte 203, 1986).

Evangelista (2002) não constatou diferenças significativas entre os resultados de concretos submetidos à cura com imersão em água até 48 horas antes do ensaio e imersão de água até a idade de 7 dias, seguida de exposição ao ar no interior do laboratório até a idade de ensaio. O fato pode ter ocorrido, pois com a permanência dos corpos de prova fora da água por 48 horas antes do ensaio, atribuiu praticamente as mesmas condições de umidade.

A ABNT NBR NM 58 (1996) afirma que variações de umidade inferiores a 1% não modificam o valor da velocidade.

#### 2.4.4.6 Presença de armaduras e fissuras

A BS 1881: Parte 203 (1986) afirma que a velocidade de ondas pode ser até duas vezes maior em concretos armados do que em concretos simples. Sendo que na presença de armaduras, o impulso pode transitar em parte pelo concreto e em parte pelas armaduras, para chegar até o transdutor. A quantidade, o diâmetro e a direção das barras influenciam ainda mais os resultados. Em casos, que não seja possível evitar as armaduras, os resultados devem ser corrigidos.

Quando da presença de fissuras as ondas tendem a contornarem a mesma, resultando em um trânsito maior. A velocidade das ondas sonoras depende do comprimento da fissura e se está preenchida com ar ou água, pois a velocidade é maior na água do que no ar (EVANGELISTA, 2002).

#### 2.4.4.7 Comprimento de propagação de onda e frequência do transdutor-emissor

A BS 1881: Parte 203 (1986) afirma que o comprimento a ser percorrido pelo impulso deve ser longo o suficiente para não ser influenciado pela natureza heterogênea do concreto. O caminho mínimo a ser percorrido deve ser de 100 mm para concretos com agregados com dimensão máxima de 20 mm, e 150 mm para agregados com dimensão máxima entre 20 mm e 40 mm. A velocidade de onda, geralmente não é influenciada por alterações no tamanho do percurso, apesar do aparelho eletrônico de temporização poder indicar uma tendência da velocidade reduzir ligeiramente com o aumento do percurso. Pois, a aparente redução da velocidade de pulso decorre da dificuldade em definir precisamente o aparecimento das ondas. Essa redução, geralmente, é bem pequena e dentro da tolerância.

A ABNT NBR NM 58 (1996) diz que é essencial que a distância percorrida pela onda ultrassônica seja a maior possível, também devido à heterogeneidade do concreto. Com a utilização de transdutores com frequência de 54 kHz, recomenda-se a distância mínima de 150 mm quando feita transmissão direta e 400 mm quando realizada transmissão indireta.

Quando tratada da frequência dos transdutores, Costa (2013), diz que em estruturas de concreto a frequência padrão utilizada é de 54 kHz. Podem ser utilizados transdutores com frequências diferentes, desde que esteja dentro da margem de 24 kHz e 500 kHz, porém quanto maior a frequência do transdutor, menor será seu alcance no interior da estrutura.

### 2.4.5 Recomendações para curvas de correlação

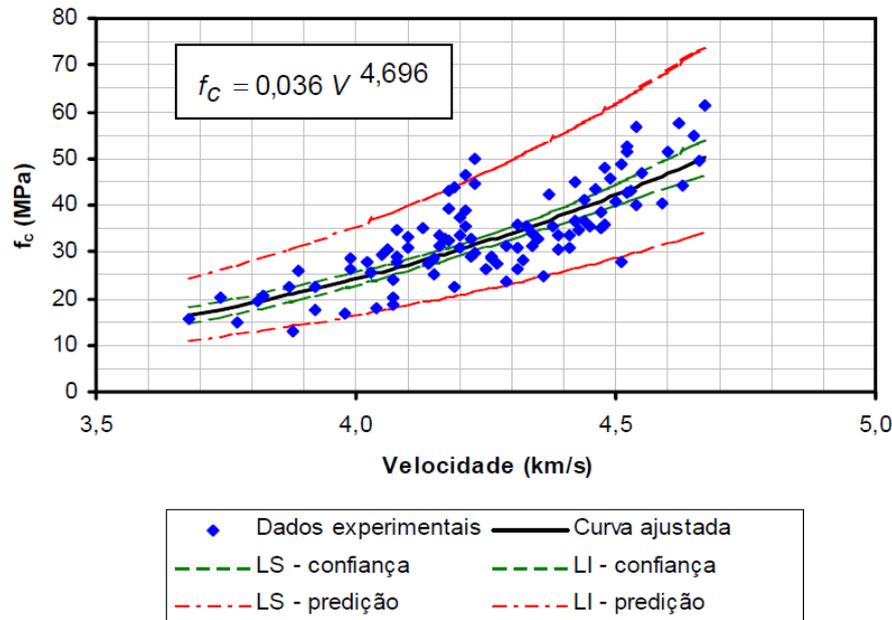
As curvas de correlação devem ser estabelecidas em laboratório para cada tipo de concreto, através de ensaios de corpos de prova com diversas faixas de resistência à compressão. Para isso, podem ser estabelecidas algumas relações água/cimento e diferentes idades de ensaio. A primeira é melhor para o controle de qualidade do concreto, enquanto, a segunda para monitorar o desenvolvimento da resistência (BS 1881: Parte 203, 1986).

O ACI 228.1R (2003) diz que é melhor desenvolver curva de correlação com a extração de testemunhos do concreto da estrutura, pois ensaios com cilindros padrão podem levar a erros devido às diferentes condições de umidade entre cilindros e o concreto da estrutura.

A ABNT NBR NM 58 (1996) cita que a correlação entre resistência à compressão do concreto e a velocidade de ondas deve ser realizada obtendo-se primeiramente a velocidade em cada corpo de prova cilíndrico, de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, moldado e curado segundo procedimento padrão, estabelecido pela norma ABNT NBR 5738 (2015), e em seguida ser submetido ao ensaio de resistência à compressão. A norma recomenda ensaiar 10 corpos de prova para cada composição, variando a relação água/cimento de 0,40 a 0,80, com incrementos de 0,05.

A BS 1881: Parte 203 (1986) recomenda a moldagem de no mínimo 3 corpos de prova para cada composição. Sendo feita 3 medições de velocidade, entre o topo e a base, de cada corpo de prova, e a variação dos resultados deve obedecer  $\pm 5\%$  do valor médio das três medições. A curva é construída com os pontos obtidos das médias dos resultados dos ensaios de velocidade e de resistência do conjunto dos três corpos de prova. A correlação também pode ser feita substituindo os corpos de prova por testemunhos extraídos. A Figura 2.13 ilustra uma curva de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto.

Figura 2.13 – Curva de correlação entre  $f_c$  e  $V$



Fonte: Machado (2005)

## 2.5 EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS

É a forma mais direta de coletar dados sobre a resistência efetiva de uma obra acabada. Os testemunhos são normalmente obtidos com uso de equipamentos chamados extratores, brocas tipo copo de diâmetros elevados, com ponta contendo fragmentos de diamante, que permitem cortar um anel de concreto e segmentar as armaduras, sob refrigeração de água, retirando amostras cilíndricas das próprias peças estruturais (SILVA FILHO; HELENE, 2011).

Dessa forma os testemunhos de concreto tratam-se de ensaios destrutivos, e são utilizados para análise laboratorial, podendo os testemunhos serem submetidos ainda a ensaios destrutivos ou não destrutivos, para a obtenção das características pretendidas (SAMPAIO, 2010).

Para a determinação da resistência à compressão de estruturas já existentes e eliminar dúvidas sobre controle de aceitação, homogeneidade ou deterioração do concreto, utiliza-se muito a extração e rompimento de testemunhos de concreto (PALÁCIOS, 2012).

Segundo Sahuinco (2011), a técnica de extração e rompimento de testemunhos é a mais comumente aceita para estimar a resistência à compressão do concreto de estruturas existentes, pois proporciona dados das condições reais da estrutura, como lançamento, compactação, cura, estado de saturação, solicitações ou danos durante o uso, que não são proporcionados através de ensaios realizados em corpos de prova cilíndricos de controle.

Os resultados obtidos por extração de testemunhos, costumam ser menores do que em cilindros padronizados, em parte devido à operação de extração e, em parte, porque a cura na obra é menos eficiente do que a prescrita para os corpos de prova padronizados (NEVILLE, 1997).

Neville (1997) expõe ainda que, por mais cuidados que se tenha na operação de extração, sempre há um grande risco de dano, o que pode prejudicar tanto o testemunho, quanto à estrutura. E em concretos com resistência de 40 MPa o efeito pode ser maior, pois a redução de resistência pode ser de até 15%, sendo que uma redução considerada razoável estaria entre 5% a 7%.

A realização de extração de testemunhos deve sempre ser aprovada previamente por um engenheiro responsável, ser planejada em comum acordo entre as partes envolvidas, como engenheiro de estruturas, engenheiro responsável pela obra e pessoal que executará a extração. É necessário um estudo com base nos documentos disponíveis, como projetos, memoriais de cálculo, memoriais descritivos, para obtenção de informações consistente e evitar extrações desnecessárias, que podem minorar a capacidade resistente da estrutura a ser avaliada (ABNT NBR 7680, 2015).

Antes de se realizar a extração, os objetivos devem estar claramente determinados, tanto para a escolha do local quanto para análise dos resultados. Os objetivos podem ser a avaliação da resistência de uma determinada região da estrutura que esteja crítica, ou de uma parte da mesma, que esteja suspeita de ter sido danificada, ou ainda, estimar um valor de resistência que represente toda a estrutura, sendo necessário uma amostra de um local aleatório que possa representar a estrutura como um todo (CASTRO, 2009).

Para uma melhor escolha de possíveis locais para realizar a extração, pode-se utilizar de ensaios não destrutivos preliminarmente e eleger zonas mais representativas da estrutura (SAMPAIO, 2010).

Depois de executada a extração dos testemunhos a ABNT NBR 7680 (2015), estabelece que a reconstituição do local deve no mínimo restabelecer as condições iniciais da estrutura, sendo preenchido com concreto compatível com o especificado para o pavimento e devem ser tomados os cuidados necessários para que o processo de reparo seja eficiente.

Para o rompimento dos testemunhos, os mesmos devem ser devidamente preparados, tendo as suas superfícies lisas, planas, paralelas entre si e sem saliências ou depressões. Os testemunhos deverão obedecer aos critérios de umidade correspondentes às condições da estrutura analisada, ou seja, quando o concreto da região da estrutura estiver em contato com água, os testemunhos deverão ser mantidos em tanque de cura ou câmara úmida antes de serem

rompidos, caso o concreto da estrutura não esteja em contato com água, os testemunhos deverão ser mantidos ao ar e ensaiados no estado de equilíbrio em que se encontram (ABNT NBR 7680, 2015).

Samaniego (2014) afirma que diversos fatores podem influenciar na resistência dos testemunhos extraídos, como efeitos de broqueamento, condições de umidade, idade e condições de ruptura, representatividade da amostragem, dimensões dos testemunhos, presença de armadura, condições de cura, entre outros.

### **2.5.1 Diâmetro do testemunho**

De acordo com Neville (1997), as normas britânica e americana especificam um diâmetro mínimo de 10 cm para os testemunhos, sendo o diâmetro maior ou igual a três vezes o tamanho máximo do agregado. Porém, em muitos casos pode-se extrair apenas testemunhos com pequenos diâmetros devido a riscos para estrutura, excesso de barras de armadura ou, até mesmo, por questões estéticas.

Neville (1997), fala ainda que algumas normas permitem testemunhos com 5 cm de diâmetro, porém podem infringir o requisito de um valor mínimo da relação entre diâmetro do testemunho e o tamanho máximo do agregado, e a realização da extração pode abalar a aderência entre o agregado e a pasta de cimento. Foram realizados alguns ensaios com diâmetro máximo de agregado de 20 mm e testemunhos com diâmetro de 50 mm, a resistência deles abaixou cerca de 10% em relação ao testemunho de 100 mm.

De acordo com Castro (2009) em estudo realizado constatou que os testemunhos que melhor representaram os corpos de prova, foram os com diâmetros iguais a 150 mm, os testemunhos com diâmetros iguais a 100 mm obtiveram algumas discrepâncias, obtendo em sua maioria resistências superiores aos corpos de prova, o autor concluiu que os testemunhos não representaram de maneira adequada os corpos de prova. O estudo contemplava a análise de testemunhos com 50 mm de diâmetro, porém devido a falhas de moldagem os resultados foram desprezados.

A extração de mini testemunhos vem sendo considerada uma opção muito interessante por muitos pesquisadores. Segundo Silva Filho e Helene (2011) apesar do método exigir correção e aumentar a necessidade do número de testemunhos coletados, é uma opção atraente e mais segura, pois danifica menos a estrutura e não aumenta a resistência potencial do concreto. Quando bem executado o resultado de um ensaio de mini testemunho vai aproximar-se da resistência efetiva e do potencial de qualquer outro testemunho com diâmetros maiores.

Viera Filho (2007) através de estudo realizado, verificou a relação entre corpos de prova e testemunhos de pequenos diâmetros, obtendo a relação de 1,07 para testemunhos com diâmetro de 7,5 cm, relação de 1,04 para testemunhos de 5 cm de diâmetro e relação de 0,98 para testemunhos com 2,5 cm de diâmetro. Pode-se verificar que apenas os testemunhos com 25 mm obtiveram resistências médias levemente superior quando comparadas com os corpos de prova padrão.

Almeida, Silva e Désir (2014) também observaram uma redução na resistência à compressão dos testemunhos com a diminuição do diâmetro dos mesmos. Analisando os valores obtidos para o maior diâmetro, de 97,5 mm, e menor diâmetro, 31 mm, a diferença para a resistência média do concreto à compressão foi de 28%.

### **2.5.2 Relação altura/ diâmetro**

Quando tratados de cilindros padronizados para a moldagem de corpos de prova, a relação altura/diâmetro deve ser igual a dois, mas, no caso de testemunhos extraídos do concreto já endurecido, o diâmetro depende da coroa de corte, enquanto a altura vai decorrer muitas vezes da espessura do elemento em análise e da presença de armaduras no local de extração. Quando a relação for menor que dois, será necessário estimar a resistência que teria o mesmo concreto, se determinada, com um corpo de prova na citada relação padronizada. Por isso existe a necessidade do estabelecimento de fatores de conversão, estes fatores são estabelecidos em estudos experimentais e estão constantes em diversas normas (VIEIRA FILHO, 2007).

A Tabela 2.3 apresenta uma tabela-resumo dos coeficientes de correção obtidos por pesquisadores e normas de diversos países, mostrando que a variação dos mesmos não é linear, diminuindo a intensidade ao se aproximar de 2,00 (CREMONINI, 1994).

**Tabela 2.3 – Correção devida a relação altura/ diâmetro (h/d)**

Pesquisador ou Norma	Relação h/d						
	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
Petrucci	1,00	0,98	0,96	0,94	0,85	0,70	0,70
Neville	1,00	0,97	0,93	0,90	0,85	-	-
Tobio	1,00	1,00	0,97	0,91	0,87	-	-
Petersons	1,00	0,97	0,95	0,89	0,83	0,77	0,71
Bungey	1,00	-	-	-	0,77	-	-
Sangha & Dhir	1,00	-	0,95	-	0,83	-	-
BS 1881	1,00	0,97	0,92	0,87	0,80	-	-
ASTM C -42	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	-	-
UNE 83302	1,00	0,98	0,96	0,94	0,90	-	-
JIS A 1107	1,00	0,98	0,96	0,94	0,89	-	-
NBR 7680	1,00	0,97	0,93	0,89	0,83	0,70	0,50

Fonte: Cremonini (1994)

Neville (1997) afirma que a influência da relação altura/diâmetro do corpo de prova são menores em concretos de alta resistência e também menos influenciados pela forma do corpo de prova. Afirma ainda, que 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 rapidamente, devido ao efeito de esbeltez.

### 2.5.3 Presença de armaduras

Segunda a ABNT NBR 7680 (2015), antes da realização da extração deve-se realizar uma verificação experimental do posicionamento das armaduras, pois os testemunhos não podem conter armaduras e para evitar riscos à estrutura.

Palácios (2012) afirma que o testemunho pode apresentar uma redução de resistência causada pela posição da armadura, sendo o efeito maior quanto mais distante o aço estiver do topo do testemunho.

Neville (1997) afirma que devido a diversos fatores envolvidos e dados conflitantes de diversos estudos realizados, não existe nenhum fator confiável que leve em conta a presença de barras transversais de aço. Assim, a melhor solução é extrair testemunhos em locais em que não existam armaduras, não apenas pelas dificuldades na avaliação da resistência, como também pelos inconvenientes que o corte da armadura pode trazer para a estrutura. Em nenhuma condição é aceitável a presença de barras de aço paralelas ao eixo do testemunho.

A norma inglesa BS 1881: Parte 120 (1983) propõe coeficientes de correção em função do número de barras existentes no testemunho, considerando o caso de uma única barra e o da presença de mais de uma barra, em função da distância dessa barra ao topo do testemunho e da altura do mesmo.

### 2.5.4 Tipo de cura e idade do concreto

Neville (1997) afirma que é difícil separar o efeito da extração em relação à resistência, pois a cura dos testemunhos é bem diferente da cura dos corpos de prova moldados. Essa dificuldade é acentuada pelo fato de que o histórico exato da cura da estrutura é, em geral, difícil de ser determinada, ficando incerto o seu efeito sobre a resistência dos testemunhos.

Para Cremonini (1994) como os testemunhos são retirados após a idade de 28 dias resultam em resistências majoradas.

A Tabela 2.4 mostra a evolução da resistência dos testemunhos com a idade em relação a resistência de cilindros.

**Tabela 2.4 – Evolução de resistência de testemunhos com a idade**

<b>Idade, dias</b>	<b>Resistência de cilindros, MPa</b>	<b>Resistência de testemunhos, MPa</b>	<b>Relação entre resistências de testemunhos e de cilindros</b>
7	66,0	57,9	0,72
28	80,4	58,5	0,73
56	86,0	61,2	0,76
180	97,9	70,6	0,88
365	101,3	75,4	0,94

Fonte: Neville (1997)

Não é fácil levar em conta o efeito da idade, porém, quando não houver cura úmida, não se deve esperar aumento da resistência com a idade e não se deve introduzir nenhuma correção devida a ela na interpretação da resistência dos testemunhos (NEVILLE, 1997).

### 2.5.5 Umidade

A umidade influencia muito a resistência dos testemunhos, pois um testemunho saturado tem um valor de 10-15% menor comparado com um testemunho seco (PALÁCIOS, 2012).

A perda de resistência nos corpos de prova é causada pela presença de água no interior do mesmo, provocando a expansão do gel de cimento, devido a adsorção de água, reduzindo as forças de coesão das partículas sólidas. Corpos de prova secos em estufas e imersos novamente em água, até a saturação, reduz a resistência aos valores de corpos de prova curados continuamente em água. Assim, o fenômeno da variação da resistência devido a presença de água no corpo de prova, indica ser um processo reversível (NEVILLE, 1997).

Deve-se ter uma atenção especial em relação ao grau de umidade de um testemunho quando ensaiado. É necessária a consideração de duas condições, testemunhos completamente secos, ou seja, sem gradiente de umidade e testemunhos com gradiente de umidade, se não forem consideradas estas condições pode-se haver conclusões contraditórias. De acordo com as normalizações, a condição de saturação elimina as tensões residuais devido ao gradiente de umidade, levando ao conhecimento da resistência do concreto e não do testemunho, conduzindo a valores muito inferiores ao da estrutura real, que geralmente, não se encontra saturada, tornando esta consideração incoerente neste aspecto (COUTINHO, 1973 apud CASTRO, 2009).

As normas diferem muito em relação a este assunto. A BS 1881: Parte 120 (1983) estabelece que os testemunhos sejam rompidos saturados após estarem submersos em água pelo menos 48 horas, o ACI 318 (1995) recomenda que sejam rompidos nas condições termo higrométricas de serviço do concreto da estrutura, de acordo com a ASTM C42 (2004) os testemunhos podem obedecer duas situações de acordo com a estrutura de origem, secos ao ar para estruturas não constantemente expostas a umidade, ou saturados em água por no mínimo 40 horas antes do ensaio, a norma brasileira ABNT NBR 7680:2015, adota a mesma consideração da ASTM C 42, diferindo apenas no período de mínimo de 72 horas mantido em câmara úmida ou tanque de cura, antes do rompimento dos testemunhos, para estruturas que estiverem em contato com água.

A Tabela 2.5 apresenta um estudo realizado por Cremonini (1994) em que apresenta resultados obtidos por diversos autores ao comparar a resistência entre testemunhos secos e saturados.

**Tabela 2.5 – Relação entre a resistência à compressão de testemunhos secos e saturados**

<b>Pesquisador</b>	<b>Relação <math>f_{c,seco}/f_{c,saturado}</math></b>
Butcher, apud Neville (1958)	1,05 a 1,10
Petersons (1971)	1,2
Ortiz & Diaz (1973)	1,2
Liniers (1974)	1,2
Bloem (1968)	1,10 a 1,25
Calavera (1975)	1,10 a 1,15
Kasay e Matui (1979)	1,08

Fonte: Cremonini (1994)

### 2.5.6 Posição de extração

Outro fator que pode ter influência na resistência do testemunho é o local de extração do mesmo. Se extraído de locais onde o concreto sofre ações de tração, a resistência pode ser menor devido a presença de fissuras, obtendo uma ideia errada da resistência do concreto na estrutura. A posição em relação à altura da camada também é importante. Quanto mais próximos da superfície superior da estrutura, os testemunhos tendem a uma resistência menor, quanto mais longe desse local maior o aumento da resistência nos testemunhos, distâncias maiores que 300 mm, não se notam mudanças na resistência. Podendo a diferença chegar a 10% ou 20%. Porém, esse comportamento não é universal, pois em alguns casos não mostraram variações significativas com a variação da altura. A mudança de resistência pode ser causada devida à água de exsudação aprisionada, combinada com diferenças no adensamento (NEVILLE, 1997).

Cremonini (1994) diz que a variação da resistência também pode estar relacionada com a compactação, já que camadas mais inferiores tendem estar mais compactadas devido ao peso próprio do concreto, deixando as camadas inferiores menos porosas.

Segundo a ABNT NBR 7680 (2015), a extração não deve ser feita em regiões em que se verifiquem a presença de fissuras, descamações ou qualquer outro tipo de defeito.

### 2.5.7 Direção de extração

Quando se trata de corpos de prova, os mesmos são carregados e rompidos na mesma direção do lançamento do concreto, porém, isso não é tão simples no caso de testemunhos, assim, o carregamento do testemunho ocorre de maneira diferente ao esforço que a estrutura

está submetida. E estudos realizados por diversos pesquisadores mostram que testemunhos extraídos na direção de lançamento e adensamento do concreto costumam apresentar resistências superiores aos extraídos perpendicularmente a direção de lançamento (CASTRO, 2009).

A mudança de resistência quanto a direção do ensaio, pode estar ligada a presença de ar aprisionado. Testemunhos extraídos horizontalmente apresentam resistências tipicamente 8% mais baixas. Efeito parecido ao da água de exsudação (NEVILLE, 1997).

A BS 1881: Parte 120 (1983) faz distinção entre testemunhos extraídos horizontalmente ou verticalmente, sendo 0,92 a relação entre as resistências dos primeiros para os segundos. Porém, sem água ou ar aprisionado, essa correção não é significativa. E dependendo do local de extração, a dificuldade da realização da extração na direção horizontal pode prejudicar ainda mais a resistência do testemunho.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para o desenvolvimento da pesquisa ora proposta, foram empregados os procedimentos descritos a seguir:

#### 3.1 AMOSTRAS DO CONCRETO

As amostras dos concretos utilizadas na pesquisa foram coletadas em três distintas obras em execução na cidade de Maringá. Esse procedimento foi adotado visando dar representatividade à pesquisa. Foram coletadas 4 amostras de concretos com  $f_{ck}$  estimado na faixa entre 25 MPa e 40 MPa.

Na Tabela 3.1 reúnem-se informações sobre os concretos através da indicação do tipo de cimento e dos agregados utilizados na produção dos mesmos. A Figura 3.1 mostra os agregados utilizados na produção dos concretos.

**Tabela 3.1 – Concretos analisados**

Amostra de concreto	$f_{ck}$ (MPa)	Tipo de cimento	Agregado Miúdo	Agregado Graúdo	Aditivo
A/B/C/D	25 - 40	Cimento Portland Composto com adição de filler - 40 MPa - Votoran	Areia natural e industrial	Brita de basalto 1/2 e 1	Plastificante Polifuncional redutor de água MIRA SET 28 (Grace)

Fonte: Autor (2017)

**Figura 3.1 – Agregados graúdos e miúdos utilizados**



Fonte: Autor (2017)

Foram realizados ensaios de granulometria para os agregados de acordo com a ABNT NBR 7211 (2009). Foi determinada também a massa específica e massa unitária da areia segundo a norma ABNT NBR NM 52 (2009) e ABNT NBR NM 45 (2006) respectivamente. Para os agregados graúdos procedeu-se com a determinação da massa específica segundo a ABNT NBR NM 53 (2009). A Tabela 3.2 apresenta a composição granulométrica e a massa específica dos agregados. Na Figura 3.2 indicam-se as curvas granulométricas dos agregados.

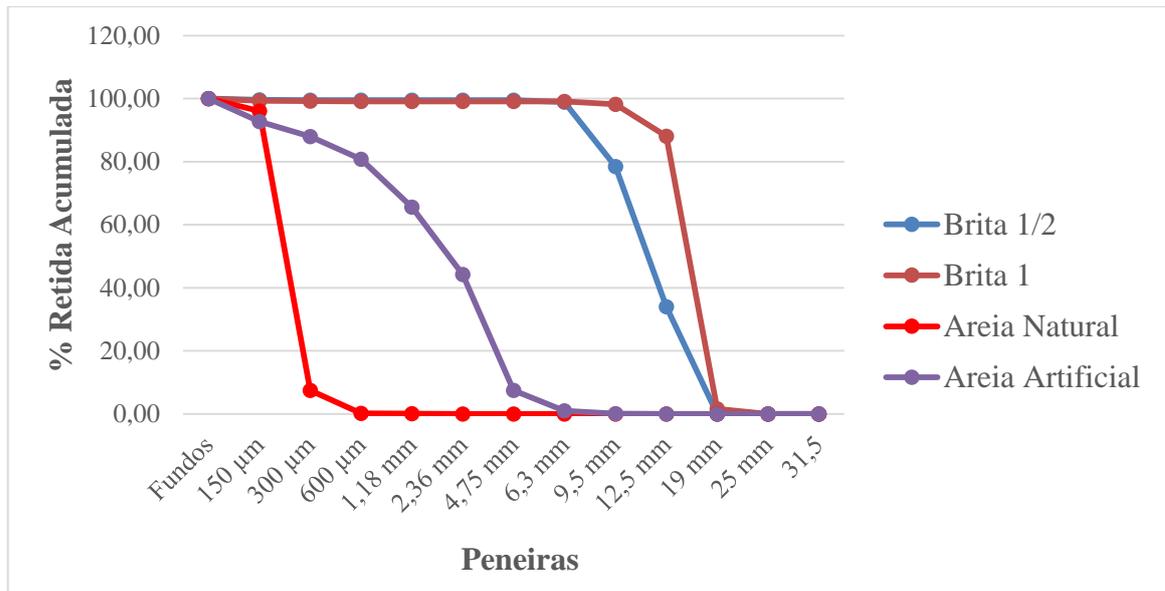
Como se vê, as britas 1/2 e 1 de basalto utilizadas nos concretos tinham diâmetro máximo de 19 mm e massa específica, respectivamente de 2,73 e 2,79 kg/dm<sup>3</sup>. Já a areia natural apresentou uma massa específica igual a 2,65 kg/dm<sup>3</sup>, uma massa unitária de 1,49 kg/dm<sup>3</sup> e módulo de finura de 1,04 kg/dm<sup>3</sup>, enquanto a areia artificial apresentou valores iguais a 2,73 kg/dm<sup>3</sup>, 1,41 kg/dm<sup>3</sup> e 3,80 kg/dm<sup>3</sup>, respectivamente.

**Tabela 3.2 – Composição granulométrica dos agregados**

<b>Peneira (mm)</b>	<b>Areia Natural (% Retida Acumulada)</b>	<b>Areia Artificial (% Retida Acumulada)</b>	<b>Brita 1/2 (% Retida Acumulada)</b>	<b>Brita 1 (% Retida Acumulada)</b>
31,5	0,0	0,0	0,0	0,0
25	0,0	0,0	0,0	0,0
19	0,0	0,0	0,0	1,6
12,5	0,0	0,0	34,0	88,0
9,5	0,0	0,1	78,4	98,2
6,3	0,0	1,0	98,9	99,1
4,75	0,0	7,4	99,5	99,1
2,36	0,0	44,2	99,6	99,1
1,18	0,1	65,6	99,6	99,1
600 µm	0,2	80,8	99,6	99,2
300 µm	7,5	88,0	99,6	99,2
150 µm	96,1	92,8	99,6	99,3
Fundos	100,0	100,0	100,0	100,0
D <sub>máx</sub>	600 µm	6,3 mm	19 mm	19 mm
Módulo de Finura	1,04	3,80	8,09	8,82
Massa específica	2,65 kg/dm <sup>3</sup>	2,73 kg/dm <sup>3</sup>	2,73 kg/dm <sup>3</sup>	2,79 kg/dm <sup>3</sup>
Massa unitária	1,49 kg/dm <sup>3</sup>	1,41 kg/dm <sup>3</sup>	-	-

Fonte: Autor (2017)

**Figura 3.2 – Curva granulométrica dos agregados**

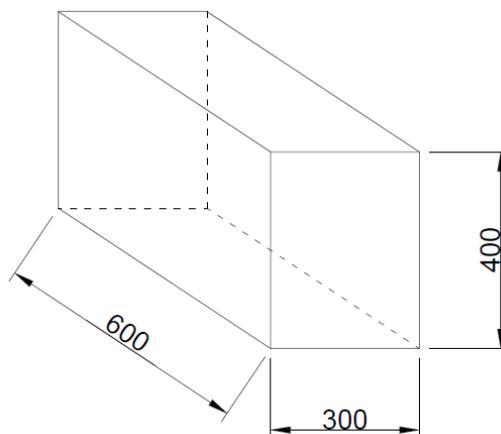


Fonte: Autor (2017)

### 3.2 MOLDAGEM E CURA DOS ELEMENTOS

Para cada amostra de concreto foram moldados em obra 20 corpos de prova cilíndricos (150 mm x 300 mm) e um bloco com dimensões de 300 mm x 400 mm x 600 mm, conforme indicado na Figura 3.3. A coleta de cada amostra (tipo de concreto) foi realizada de um único caminhão betoneira, para evitar problemas com a mudança de dosagem. O ensaio de consistência do concreto pelo abatimento de tronco de cone foi realizado para cada amostra conforme indicado na Figura 3.4. Na Tabela 3.3 tem-se o registro dos resultados do abatimento.

**Figura 3.3 – Esquema 3D do bloco de concreto**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 3.4 – Ensaio de consistência do concreto**

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 3.3 – Resultados dos ensaios de consistência do concreto**

<b>Amostra de concreto</b>	<b>Abatimento (mm)</b>
A	160
B	145
C	140
D	160

Fonte: Autor (2017)

Os corpos de prova cilíndricos foram moldados obedecendo-se o especificado na ABNT NBR 5738 (2015). Os mesmos foram armazenados no canteiro por 24 horas e em seguida conduzidos ao Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Estadual de Maringá, onde foram desmoldados e direcionados para a câmara úmida até 48 horas antes da realização dos ensaios, conforme indicado na norma de esclerometria, ABNT NBR 7584 (2012). As Figuras 3.5 e 3.6 mostram a moldagem dos corpos de prova em canteiro de obra e o seu armazenamento em câmara úmida.

**Figura 3.5 – Moldagem dos corpos de prova cilíndricos em canteiro**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 3.6 – Câmara úmida do laboratório de materiais de construção da UEM**



Fonte: Autor (2017)

Para a confecção dos blocos foram utilizadas fôrmas com chapas de madeira do tipo compensado plastificado com 10 mm de espessura. Antes da introdução do concreto, foi

aplicado óleo lubrificante na superfície da fôrma, para facilitar a desforma sem prejudicar a superfície do concreto. O adensamento foi realizado mecanicamente com a utilização de vibrador do tipo agulha. A Figura 3.7 ilustra esses processos.

**Figura 3.7 – Caixaria, preparo e concretagem dos blocos de concreto**



Fonte: Autor (2017)

Para a cura dos blocos procedeu-se com a saturação da superfície superior durante os sete primeiros dias após a moldagem. Após esse período, os mesmos foram desmoldados e mantidos em ambiente externo ao ar livre visando simular aspecto de um elemento estrutural.

### 3.3 EXTRAÇÃO DE TESTEMUNHOS DE CONCRETO DOS BLOCOS

Foram extraídos de cada bloco 6 testemunhos de concreto com diâmetro de 100 mm e procurando-se obedecer a relação altura/diâmetro igual a dois conforme prescreve a ABNT NBR 7680 (2015). A extração foi realizada pelo grupo MegaPascal Engenharia com o auxílio de uma perfuratriz com disco diamantado, modelo 201-AP da Jund Diamond (Figura 3.8).

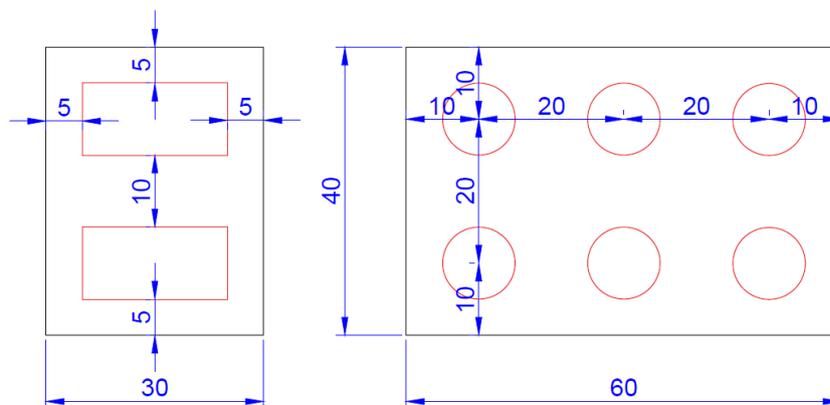
**Figura 3.8 – Perfuratriz para extração de testemunhos de concreto**



Fonte: Autor (2017)

O plano de extração (ver Figura 3.9) foi idealizado para garantir uma distância mínima de 50 mm da borda do bloco até a extremidade do testemunho e de uma vez o diâmetro entre um testemunho e outro.

**Figura 3.9 – Esquema de extração dos testemunhos**



Fonte: Autor (2017)

A extração foi realizada no sentido ortogonal à direção de lançamento do concreto. Para tanto, a perfuratriz foi fixada no bloco com o auxílio de um parafuso do tipo parabolt (Figura 3.10) para diminuir efeitos de vibração e deformação dos testemunhos.

**Figura 3.10 – Fixação do maquinário no bloco de concreto**



Fonte: Autor (2017)

A Figura 3.11 mostra o equipamento fixo no bloco com a operação de extração em andamento e os testemunhos extraídos.

**Figura 3.11 – Extração dos testemunhos**



Fonte: Autor (2017)

Após a extração, as superfícies dos testemunhos foram ajustadas procurando-se manter a uniformidade. Para isso, contou-se com o apoio do Laboratório de Materiais de Construção

Civil do SENAI-PR, onde fez-se os cortes e retificação dos testemunhos como mostra a Figura 3.12.

**Figura 3.12 – Corte dos testemunhos de concreto**



Fonte: Autor (2017)

Importante mencionar que o procedimento de extração foi realizado no dia do ensaio à compressão dos mesmos nas idades de 7, 28 e 91 dias do concreto. Sendo duas extrações por idade para cada concreto.

#### 3.4 ESCLEROMETRIA

O ensaio de esclerometria foi realizado em todos os corpos de prova cilíndricos (idades de 7, 14, 28, 56 e 91 dias) e em todos os testemunhos nas idades de 7, 28 e 91 dias, antes do ensaio de compressão axial. Nos blocos procedeu-se com a leitura esclerométrica exatamente no ponto de extração de cada testemunho nas idades de 7, 28 e 91 dias.

O ensaio esclerométrico utilizou-se o esclerômetro analógico de impacto Schmidt tipo “N” da Fortest, com energia de percussão de 2,25 N.m, fornecido pela Universidade Estadual de Maringá (ver Figura 3.13).

**Figura 3.13 – Esclerômetro analógico de impacto Schmidt**



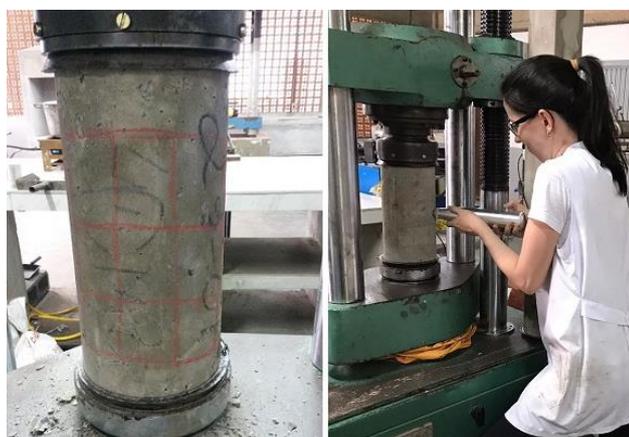
Fonte: Autor (2017)

O equipamento foi aferido antes de sua utilização. Para tanto, utilizou-se uma bigorna de aço posicionada sobre base rígida e devidamente nivelada. Foram efetuados dez golpes sobre a bigorna e registrados os índices esclerométricos. Os valores médios obtidos em cada verificação foram superiores a 79, o que condizia com o especificado em norma, que exige índices maiores que 75. Após feito isso, foi calculado o coeficiente de correção (K), que foi aplicado aos valores do índice esclerométrico (IE) obtidos nos ensaios, o mesmo foi repetido para cada dia de ensaio.

Os ensaios nos corpos de prova, nos testemunhos e na superfície de concreto do bloco foi realizado seguindo-se as recomendações da ABNT NBR 7584 (2012). Nos corpos de prova e nos testemunhos, a área ensaiada foi a superfície vertical em relação à altura do elemento. Foram aplicados 9 golpes uniformemente distribuídos em uma malha quadrada desenhada na superfície de concreto do corpo de prova conforme indicado na Figura 3.14.

Para realizar o ensaio esclerométrico nos corpos de prova, os mesmos foram fixados na prensa de ensaio à compressão, e aplicada uma força igual a 15% da carga estimada de ruptura. No caso dos blocos essa recomendação não foi necessária por se tratar de elementos mais rígidos (Figura 3.15).

**Figura 3.14 – Ensaio esclerométrico em corpo de prova devidamente fixado por efeito do carregamento inicial**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 3.15 – Realização do ensaio esclerométrico no bloco de concreto**



Fonte: Autor (2017)

Feitas as 9 medições do índice esclerométrico em cada corpo de prova e/ou blocos, foi possível calcular os valores dos índices esclerométricos efetivo de cada idade.

### 3.5 VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS ULTRASSÔNICAS

O ensaio para determinação da velocidade de ondas ultrassônicas foi realizado em todos os corpos de prova cilíndricos nas idades de 7, 14, 28, 56 e 91 dias e em todos os testemunhos nas idades de 7, 28 e 91 dias. Nos blocos o ensaio foi realizado no mesmo ponto da extração nas idades de 7, 28 e 91 dias.

Para a realização do ensaio foi utilizado o aparelho Pundit Lab+ da Proceq com transdutores de diâmetro de 50 mm e 54 kHz de frequência. O aparelho é o indicado na Figura 3.16 e foi fornecido pela Universidade Paranaense (Unipar) campus de Umuarama.

**Figura 3.16 – Aparelho de ultrassom**



Fonte: Autor (2017)

Seguindo as recomendações da ABNT NBR 8802 (2013), procedeu-se primeiramente, com a verificação da superfície dos elementos quanto a uniformidade, para garantia de um bom acoplamento dos transdutores. Logo, o topo dos corpos de prova cilíndricos foi regularizado com lixa própria para concreto.

Para uma melhor fixação dos transdutores foi aplicada uma fina camada de acoplante do tipo vaselina sólida como indicado na Figura 3.17.

**Figura 3.17 – Aplicação de acoplante nas superfícies dos elementos**



Fonte: Autor (2017)

O equipamento foi aferido antes de sua utilização, com o auxílio de um bloco de calibração. O valor de calibração esperado e obtido era de 25,4  $\mu$ s conforme indicado na Figura 3.18.

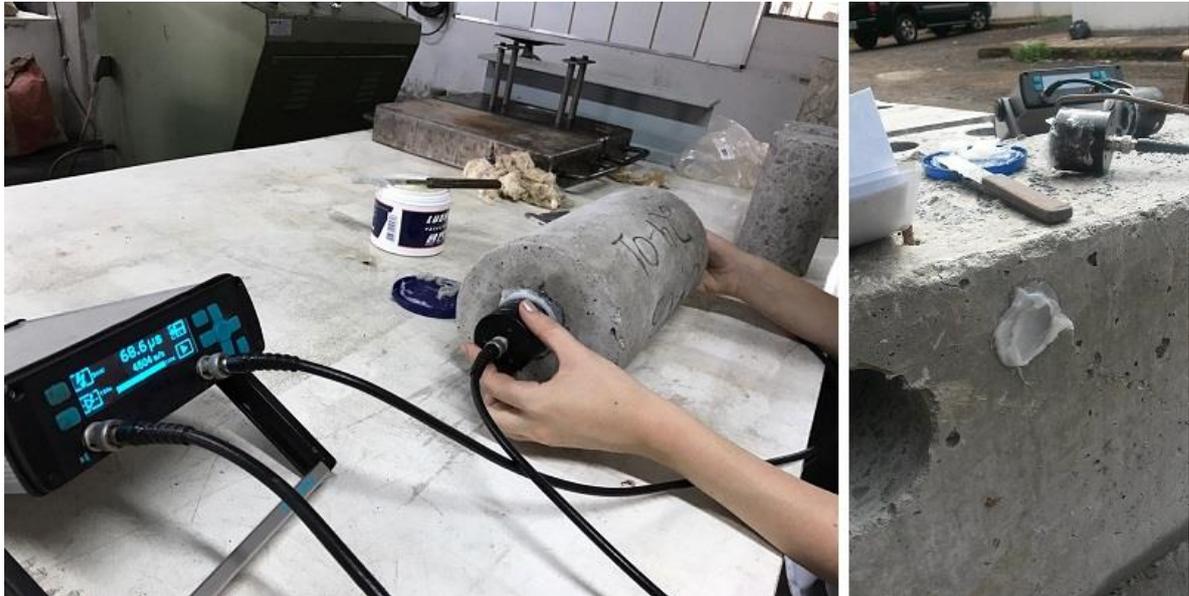
**Figura 3.18 – Calibração do aparelho de ultrassom**



Fonte: Autor (2017)

O tipo de transmissão realizada foi a direta, sendo feita duas leituras para o resultado ser validado. A diferença entre as duas leituras não poderia ultrapassar 1%. A Figura 3.19 mostra a realização do ensaio no corpo de prova e no bloco de concreto.

**Figura 3.19 – Ensaio de velocidade de ondas**



Fonte: Autor (2017)

Para determinar a velocidade de ondas ultrassônicas de cada idade, foi feita a média aritmética das velocidades encontradas em cada corpo de prova ensaiado.

### 3.6 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Para a realização do ensaio de compressão dos corpos de prova e dos testemunhos de concreto foi utilizada uma prensa hidráulica da linha de Máquinas Universais de Ensaio, com capacidade de 1000 kN, o ensaio seguiu as recomendações da ABNT NBR 5739 (2007).

Para o nivelamento das faces dos corpos de prova cilíndricos, foi realizado o capeamento com enxofre (Figura 3.20), os testemunhos foram retificados como mostrado no item 3.3.

**Figura 3.20 – Capeamento dos corpos de prova**



Fonte: Autor (2017)

O carregamento foi aplicado continuamente com velocidade uniforme ( $0,45 \pm 0,15$ ) MPa/s. A resistência à compressão foi calculada através da relação da força registrada na máquina de ensaio pela média do diâmetro do elemento rompido. Por fim, a resistência final do elemento por idade de ensaio, foi realizada pela média aritmética da resistência encontrada em cada elemento da referida idade. A Figura 3.21 ilustra o aspecto do corpo de prova após a ruptura.

**Figura 3.21 – Ensaio de determinação da resistência à compressão**



Fonte: Autor (2017)

### 3.5 ANÁLISE ESTATÍSTICA

Para a análise estatística foram utilizados os programas Minitab (2017), IBM SPSS Statistics versão 20 e Microsoft Excel (2013).

A escolha da curva adequada para representar as diferentes correlações foram adotadas segundo o critério do maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ) dentre os modelos testados. segundo Assis (2011, apud Palácios, 2012) a interpretação de  $R^2$  pode 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 RESULTADOS E DISCUSSÃO

A proposta do trabalho foi elaborar curvas de correlação entre a resistência à compressão e a grandeza obtida por meio de ensaios não destrutivos de concretos utilizados comercialmente na cidade de Maringá, portanto não houve a fixação de nenhum parâmetro da composição do concreto utilizados na pesquisa para possível análise de quais fatores influenciariam as correlações apresentadas.

Sendo assim, os resultados e as análises obtidas a partir do programa experimental são aqui apresentadas.

### 4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Na Tabela 4.1 são indicadas as resistências dos concretos obtidas a partir do ensaio de compressão simples nos corpos de prova cilíndricos (CPs) e nos testemunhos de concreto (TCs), as resistências dos blocos são representadas pelos TCs. A resistência indicada em cada idade refere-se ao valor obtido através da média aritmética de 4 CPs e de 2 TCs. Na Tabela 4.2 são indicados os valores de desvio padrão ( $\sigma$ ) e os coeficientes de variação (CV) para os resultados indicados na Tabela 4.1. Os valores individuais das resistências de cada CP e TC em cada idade fazem parte do Apêndice A.

**Tabela 4.1 – Valores de resistência dos concretos a partir dos corpos de prova cilíndricos (CPs) e dos testemunhos de concreto (TCs)**

Concreto	Resistência (MPa)							
	$f_{c,7}$		$f_{c,14}$	$f_{c,28}$		$f_{c,56}$	$f_{c,91}$	
	CP	TC	CP	CP	TC	CP	CP	TC
<b>A</b>	26,07	22,77	26,09	26,68	29,83	31,90	38,19	33,985
<b>B</b>	24,40	24,68	25,97	26,02	30,75	36,40	36,24	35,33
<b>C</b>	26,09	22,73	26,52	26,62	29,82	36,30	35,54	31,46
<b>D</b>	26,49	29,92	26,99	26,69	43,24	36,10	41,22	49,67

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.2 – Desvio padrão ( $\sigma$ ) e coeficiente de variação (CV) dos resultados obtidos nos CPs e TCs**

Concreto	$f_{c,7}$				$f_{c,14}$		$f_{c,28}$				$f_{c,56}$		$f_{c,91}$			
	CP		TC		CP		CP		TC		CP		CP		TC	
	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV
<b>A</b>	0,11	0,43	0,62	2,71	0,57	2,19	0,53	1,98	0,16	0,54	1,85	5,81	3,00	7,85	0,44	1,30
<b>B</b>	2,24	9,16	1,94	7,88	0,64	2,47	0,64	2,46	0,00	0,00	0,83	2,29	1,06	2,91	0,73	2,08
<b>C</b>	0,31	1,20	0,81	3,60	0,54	2,02	0,26	0,98	0,24	0,80	0,82	2,25	2,65	7,45	2,24	7,11
<b>D</b>	0,15	0,58	0,56	1,88	0,48	1,79	0,43	1,62	1,25	2,90	1,86	5,14	1,71	4,14	1,01	2,04

Fonte: Autor (2017)

Nota: CV é dado em %;  $\sigma$  é dado em MPa

O maior valor de  $f_c$  obtido nos CPs foi de 41,22 MPa, encontrado no concreto D aos 91 dias e para os TCs foi de 49,67 MPa, também encontrado no concreto D aos 91 dias. Já o menor valor de  $f_c$  para os CPs foi de 24,40 MPa, no concreto B aos 7 dias e para os TCs foi de 22,73 MPa, no concreto C aos 7 dias.

A Tabela 4.2 mostra que os valores das médias das resistências em cada idade está bem representativo, visto que o maior coeficiente de variação encontrado foi de 9,16% para os CP do concreto B, na idade de 7 dias, indicando que em média, os desvios relativamente à média não ultrapassaram em mais de 10% o valor desta.

A Tabela 4.3 mostra os valores da relação das resistências em determinada idade pela resistência aos 28 dias de idade ( $f_{c,j}/f_{c,28}$ ).

**Tabela 4.3 – Relação  $f_c/f_{c,28}$  dos CPs e TCs**

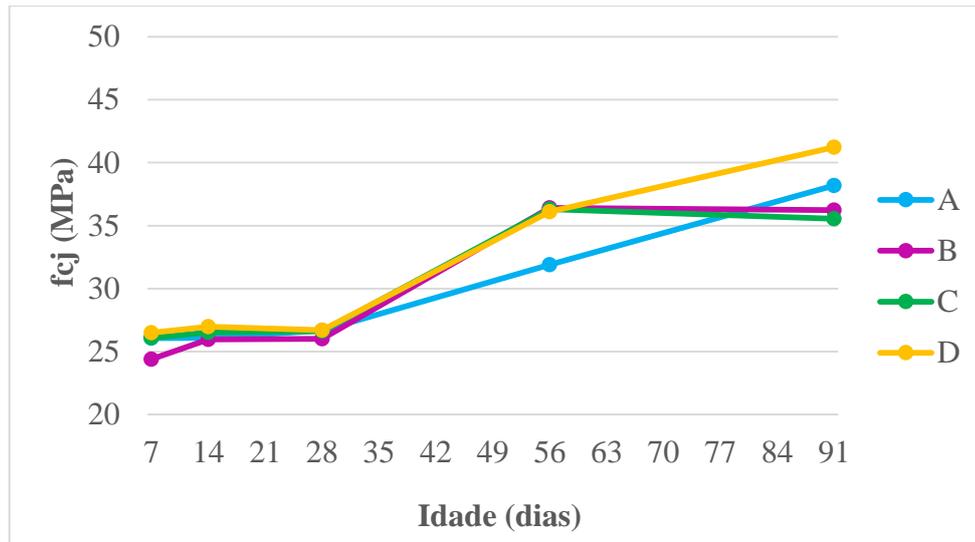
Concreto	Relação $f_{c,j}/f_{c,28}$					
	$f_{c,7}/f_{c,28}$		$f_{c,14}/f_{c,28}$	$f_{c,56}/f_{c,28}$	$f_{c,91}/f_{c,28}$	
	CP	TC	CP	CP	CP	TC
<b>A</b>	0,98	0,76	0,98	1,20	1,43	1,14
<b>B</b>	0,94	0,80	1,00	1,40	1,39	1,15
<b>C</b>	0,98	0,76	1,00	1,36	1,34	1,05
<b>D</b>	0,99	0,69	1,01	1,35	1,54	1,15

Fonte: Autor (2017)

As Figuras 4.1 e 4.2 mostram a evolução da resistência à compressão do concreto dos CPs e TCs com a idade, respectivamente. Com o auxílio dessas figuras, pode-se verificar que o concreto não obteve uma curva característica ao seu comportamento para os corpos de prova cilíndricos, mantendo os valores das resistências constante nos primeiros dias, e aumentando

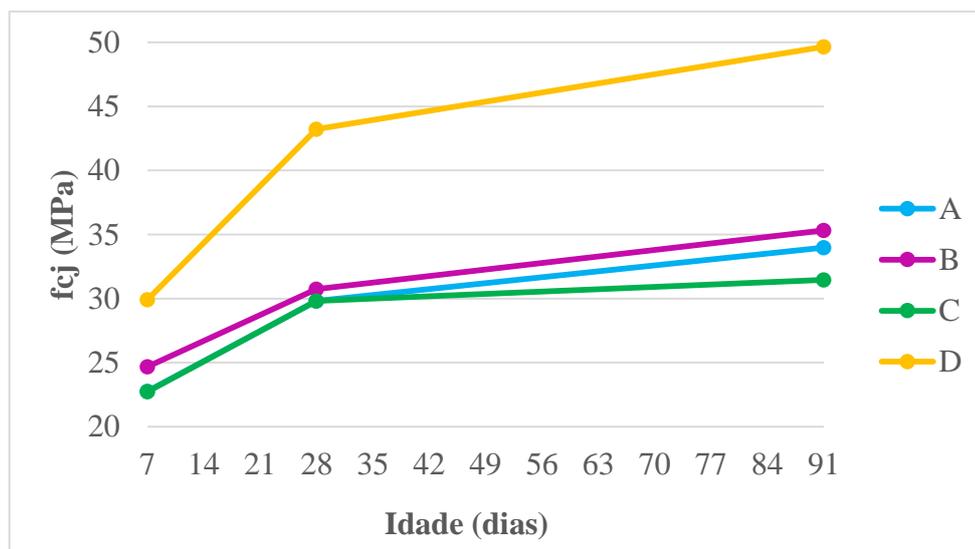
apenas nas idades de 56 e 91 dias, quando atingiu-se as resistências esperadas. A relação  $f_{c,7}/f_{c,28}$  confirma a análise, já que a mesma ficou muito próxima a 1 nas idades iniciais. Já para os testemunhos, observa-se um crescimento maior da resistência na idade inicial do que na idade final.

**Figura 4.1 – Evolução da resistência à compressão dos CPs com a idade**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.2 – Evolução da resistência à compressão dos TCs com a idade**

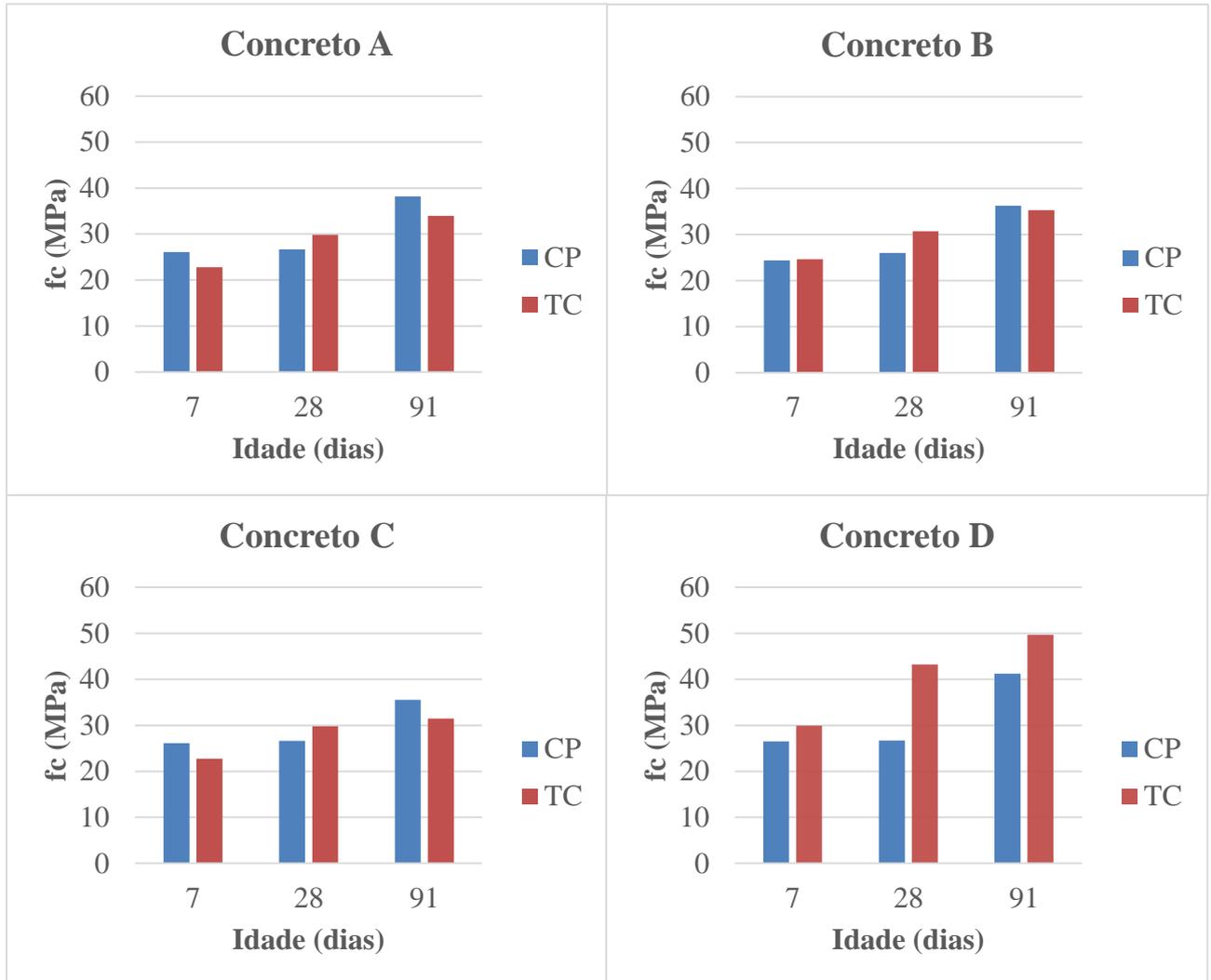


Fonte: Autor (2017)

#### 4.1.1 Relação da resistência à compressão dos corpos de prova e testemunhos

A Figura 4.3 ilustra a relação entre as resistências à compressão encontradas nos CPs e TCs.

**Figura 4.3 – Comparação da resistência à compressão dos CPs e TCs**



Fonte: Autor (2017)

De uma forma geral, observa-se que os valores de resistência dos CPs e TCs estão bem próximos, sendo a maior diferença registrada na idade referente a 91 dias.

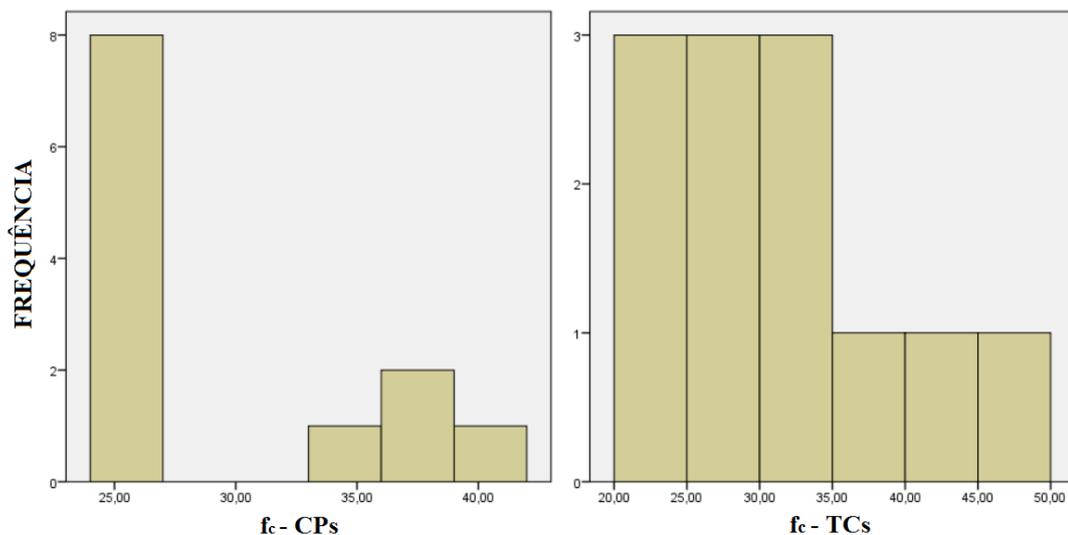
Para uma melhor interpretação de tais dados, procedeu-se com uma análise estatística para verificar o quão diferentes são as médias da resistência à compressão do concreto nos CPs e nos TCs.

Para tanto, verificou-se a normalidade dos dados pelo método de Shapiro-Wilk, pois o número de dados é menor que 20. Com a distribuição dos dados indicada na Figura 4.4, constatou-se que os dados obtidos para os CPs nas idades de 7, 28 e 91 dias são do tipo não-

normais, enquanto os dados obtidos para os TCs, nas mesmas idades, são do tipo normais. Em vista disso, procedeu-se com uma análise estatística não paramétrica através do teste de Wilcoxon pareado.

Com o teste de Wilcoxon pareado, foi obtido um nível de significância igual a 48%, o que indica que deve-se reter a hipótese nula, ou seja, que não houve mudança significativa nos resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão nos CPs em relação aos obtidos nos TCs, para este trabalho. Constata-se então, que o tipo de cura realizados nos elementos não influenciou no resultado da resistência à compressão do concreto, visto que os CPs foram mantidos dentro da câmara úmida, enquanto os TCs foram extraídos dos blocos, que ficaram expostos ao ambiente externo, apenas no dia do rompimento.

**Figura 4.4 – Histograma de distribuição dos dados de resistência à compressão do concreto**



Fonte: Autor (2017)

## 4.2 ÍNDICE ESCLEROMÉTRICO

Os valores dos índices esclerométricos (IEs) para cada concreto estão apresentados na Tabela 4.4 de acordo com a idade e o elemento ensaiado. Os valores referem-se a média aritmética dos 4 CPs e dos 2 TCs analisados em cada idade. Os valores dos IEs para cada bloco referem-se a realização de um único ensaio esclerométrico exatamente na região em que se procedeu com a extração do TC.

Tabela 4.4 – Valores dos IEs dos CPs, TCs e bloco

Concreto	Índice Esclerométrico										
	IE <sub>7</sub>			IE <sub>14</sub>	IE <sub>28</sub>			IE <sub>56</sub>	IE <sub>91</sub>		
	CP	TC	Bloco	CP	CP	TC	Bloco	CP	CP	TC	Bloco
<b>A</b>	30,11	27,94	30,30	31,84	32,57	32,96	36,31	35,35	36,24	33,64	38,13
<b>B</b>	31,23	31,30	32,10	34,21	35,21	35,69	37,63	36,16	36,75	37,04	39,37
<b>C</b>	30,29	28,63	31,20	32,91	34,00	35,36	37,11	35,79	35,90	36,12	36,51
<b>D</b>	33,94	-	34,36	34,06	37,24	39,26	38,32	39,89	40,51	40,40	42,67

Fonte: Autor (2017)

Nota: O IE<sub>7</sub> do TC referente ao concreto D foi eliminado devido a erro na execução do ensaio

O maior valor de IE obtido nos CPs foi de 40,51, encontrado no concreto D aos 91 dias. Para os TCs o maior valor foi de 40,40, encontrado no concreto D aos 91 dias e para o bloco foi de 42,67, também encontrado no concreto D aos 91 dias. Já o menor valor de IE para os CPs foi de 30,11, no concreto A aos 7 dias, para os TCs foi de 27,94, no concreto A aos 7 dias, e para o bloco foi de 30,30, também encontrado no concreto A aos 7 dias.

Pode-se notar que houve uma boa correspondência entre os valores extremos encontrados de  $f_c$  e IE, visto que os maiores valores foram encontrados no concreto D aos 91 dias, e os menores valores no concreto A aos 7 dias, apenas para os CPs que o menor valor de  $f_c$  foi encontrado no concreto B aos 7 dias.

Na Tabela 4.5 estão indicados os valores do desvio padrão ( $\sigma$ ) e do coeficiente de variação (CV) dos resultados obtidos nos ensaios de esclerometria. Os valores individuais dos IEs de cada corpo de prova e testemunho em cada idade fazem parte do Apêndice B.

Tabela 4.5 – Desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados obtidos nos CPs e TCs

Concreto	IE <sub>7</sub>		IE <sub>14</sub>		IE <sub>28</sub>				IE <sub>56</sub>		IE <sub>91</sub>					
	CP		TC		CP		CP		CP		CP		TC			
	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV		
<b>A</b>	1,27	4,25	0,00	0,00	0,79	2,47	1,34	4,11	0,53	1,62	0,44	1,25	0,89	2,46	0,05	0,16
<b>B</b>	0,77	2,48	1,61	5,17	1,06	3,05	0,32	0,91	0,63	1,77	0,70	1,93	0,61	1,67	0,24	0,65
<b>C</b>	1,29	4,26	1,26	4,41	0,36	1,11	0,57	1,68	1,11	3,13	0,40	1,12	0,24	0,67	0,72	2,00
<b>D</b>	0,34	1,00	-	-	2,24	6,58	0,44	1,17	1,00	2,53	0,34	0,83	0,66	1,66	0,15	0,38

Fonte: Autor (2017)

Nota: CV é dado em %; (-) valor nulo devido à falta de dados

Para os ensaios esclerométricos, também pode-se dizer que as médias estão bem representativas, visto que o maior coeficiente de variação encontrado foi de 6,58% para o CP do concreto D, na idade de 14 dias.

A Tabela 4.6 mostra a relação do índice esclerométrico em determinada idade pelo índice esclerométrico encontrado aos 28 dias ( $IE_j/IE_{28}$ ).

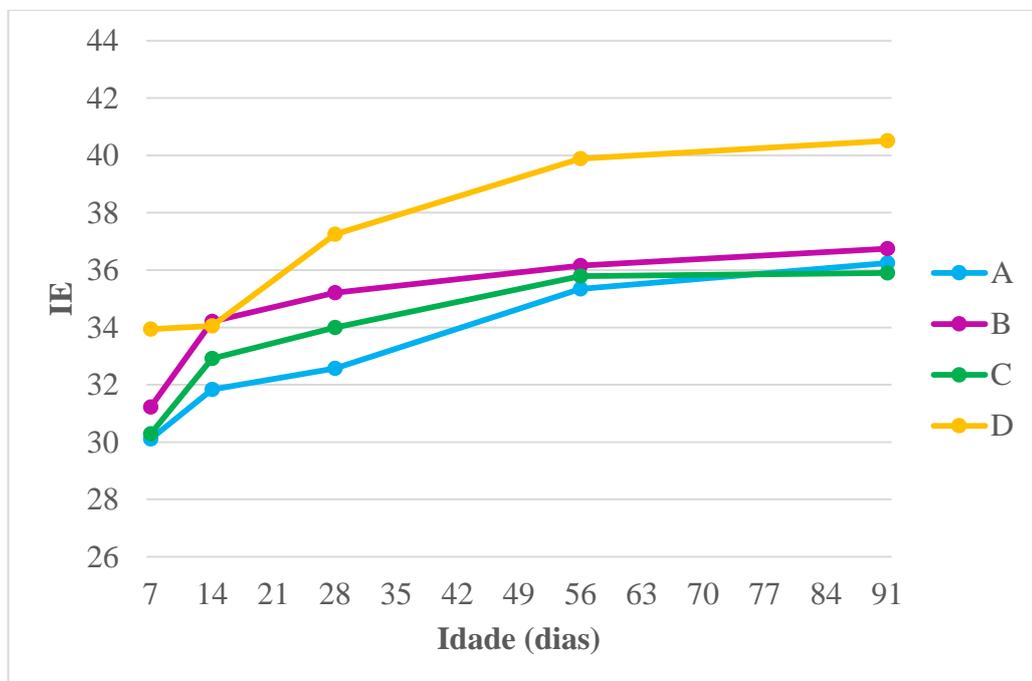
**Tabela 4.6 – Relação  $IE_j/IE_{28}$  dos CPs e TCs**

Concreto	$IE_7/IE_{28}$			$IE_{14}/IE_{28}$	$IE_{56}/IE_{28}$	$IE_{91}/IE_{28}$		
	CP	TC	Bloco	CP	CP	CP	TC	Bloco
<b>A</b>	0,92	0,85	0,83	0,98	1,09	1,11	1,02	1,05
<b>B</b>	0,89	0,88	0,85	0,97	1,03	1,04	1,04	1,05
<b>C</b>	0,89	0,81	0,84	0,97	1,05	1,06	1,02	0,98
<b>D</b>	0,91	-	0,90	0,91	1,07	1,09	1,03	1,11

Fonte: Autor (2017)

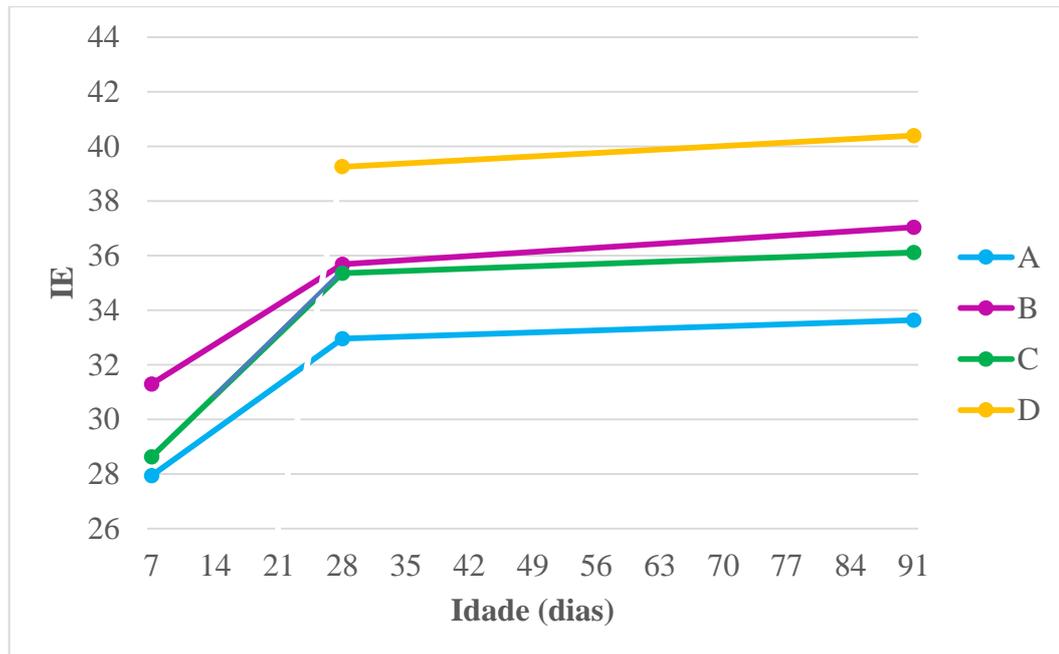
As Figuras 4.5, 4.6 e 4.7 mostram a evolução do IE dos CPs, TCs e bloco com a idade, respectivamente.

**Figura 4.5 – Evolução do IE dos CPs com a idade**



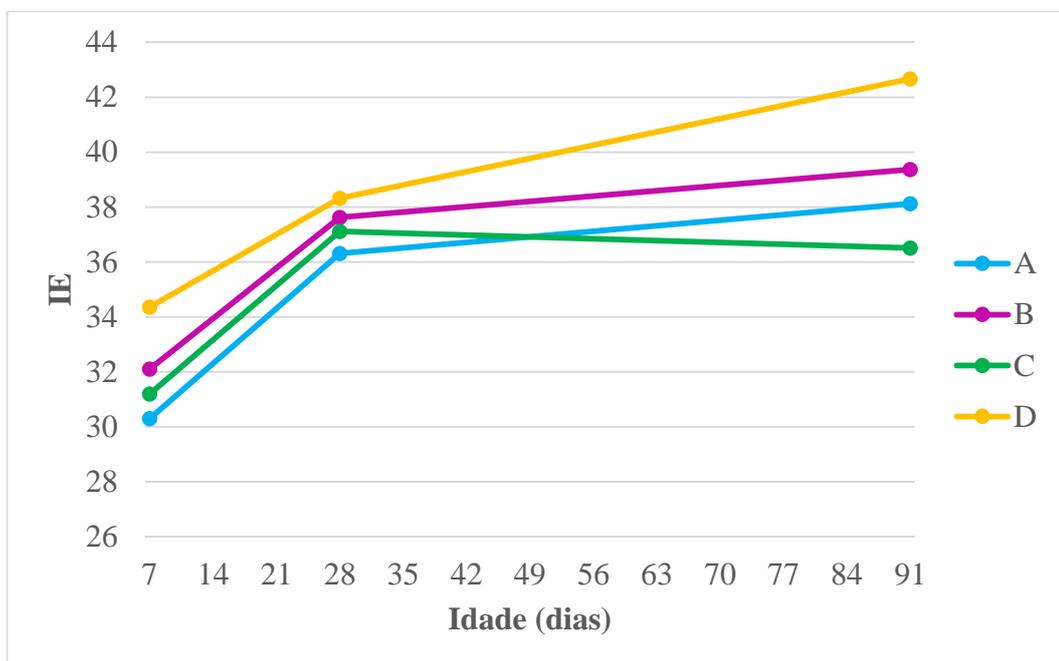
Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.6 – Evolução do IE dos TCs com a idade**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.7 – Evolução do IE do bloco com a idade**



Fonte: Autor (2017)

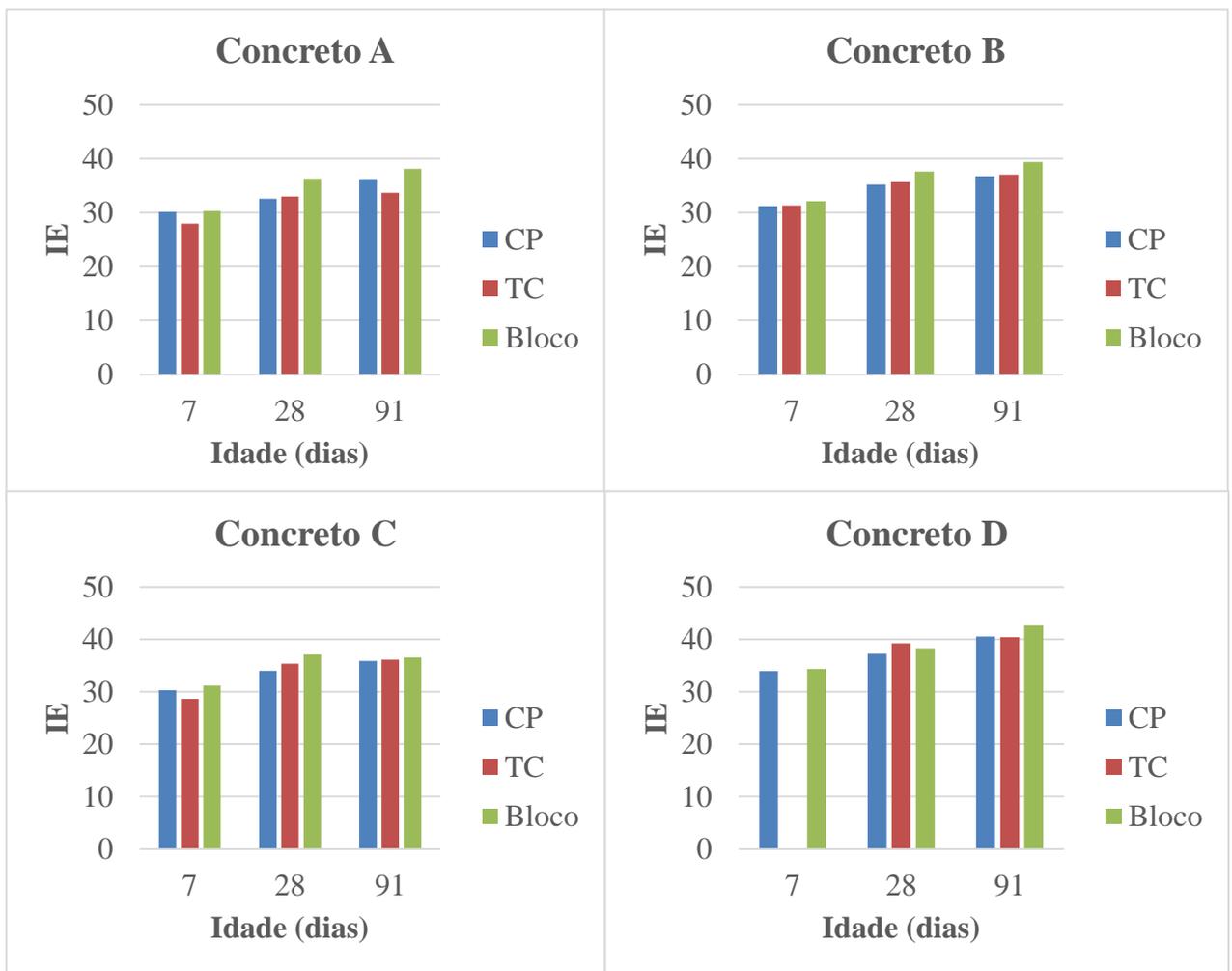
Pelas relações  $IE_j/IE_{28}$  pode-se observar que ocorreu uma uniformidade no comportamento entre os lotes analisados. Pode-se notar que houve um crescimento maior da relação nas primeiras idades e nas últimas idades o crescimento foi menor, já que o valor ficou

próximo de 1. O que difere da relação  $f_c/f_{c,28}$ , que ficou muito próxima a 1 nas primeiras idades, e o aumento maior se deu nas idades mais avançadas.

#### 4.2.1 Relação do índice esclerométrico entre os elementos analisados

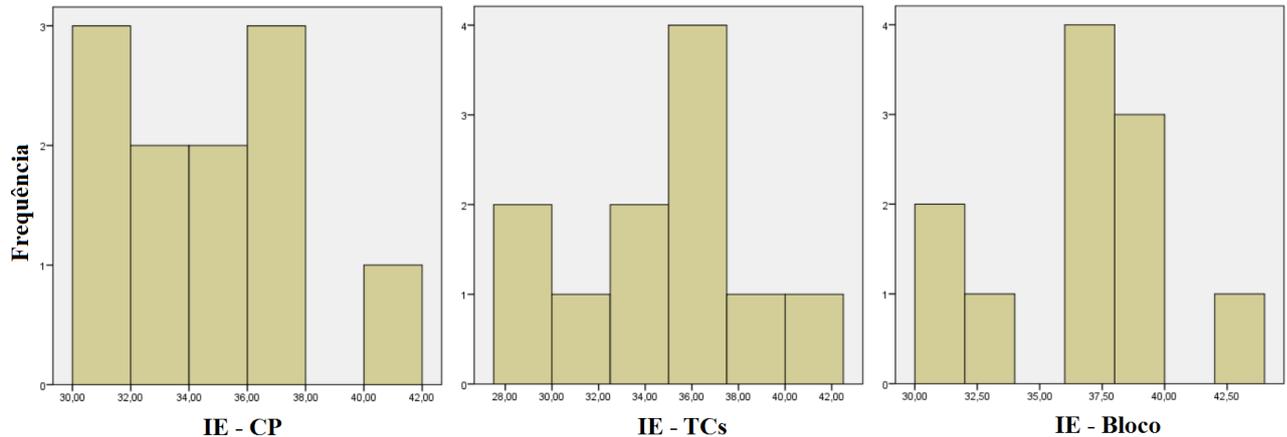
Na Figura 4.8 são comparados os valores dos IE obtidos para os CPs, TCs e bloco através da utilização de gráficos de barra e de análise estatística.

**Figura 4.8 - Comparação do IE dos CPs, TCs e bloco**



Fonte: Autor (2017)

Foi verificada a normalidade dos dados pelo método de Shapiro-Wilk. Com a distribuição dos mesmos indicada na Figura 4.9 constatou-se que os dados são normais. Logo, procedeu-se com um estudo estatístico paramétrico utilizando-se o método ANOVA de medidas repetidas por se tratar da comparação entre três variáveis.

**Figura 4.9 – Histograma de distribuição dos dados**

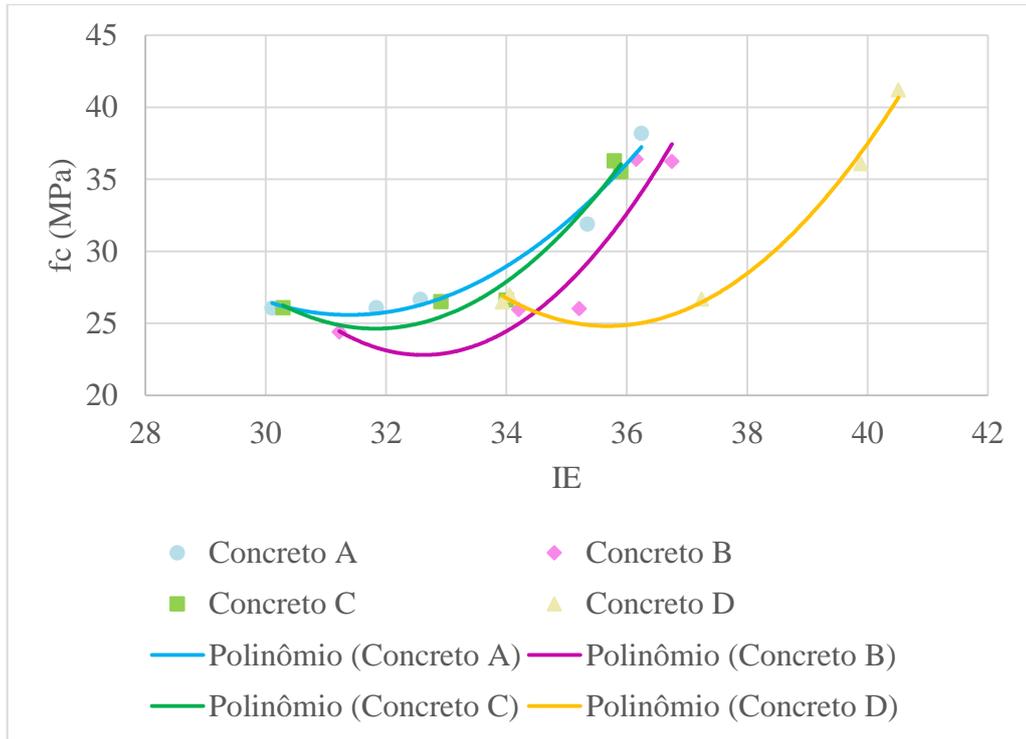
Fonte: Autor (2017)

Com a análise, foi obtido um nível de significância menor que o nível de significância adotado para o teste (5%), o que indica que há diferença nos resultados obtidos nos ensaios realizados nos CPs, TCs e bloco. Pode-se concluir que o tipo de cura, a exposição do elemento ao ambiente, a umidade e a condição da superfície ensaiada, podem alterar os resultados obtidos no ensaio esclerométrico.

De forma geral, os valores do IE obtidos no ensaio realizado diretamente no bloco mantiveram-se acima daqueles obtidos nos CPs e TCs, exceção apenas para o concreto D aos 28 dias de idade.

#### 4.2.2 Curvas de correlação

Para o estudo da melhor curva de correlação de  $f_c$  e IE, primeiramente foram analisados o comportamento das curvas individuais de cada concreto, para isso fez-se um estudo de regressão não linear simples e chegou-se na curva a partir do maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ) encontrado. As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 indicam as curvas encontradas para os CPs, TCs e bloco respectivamente, e as Tabelas 4.7, 4.8 e 4.9 apresentam os valores de  $R^2$  e a equação da curva gerada.

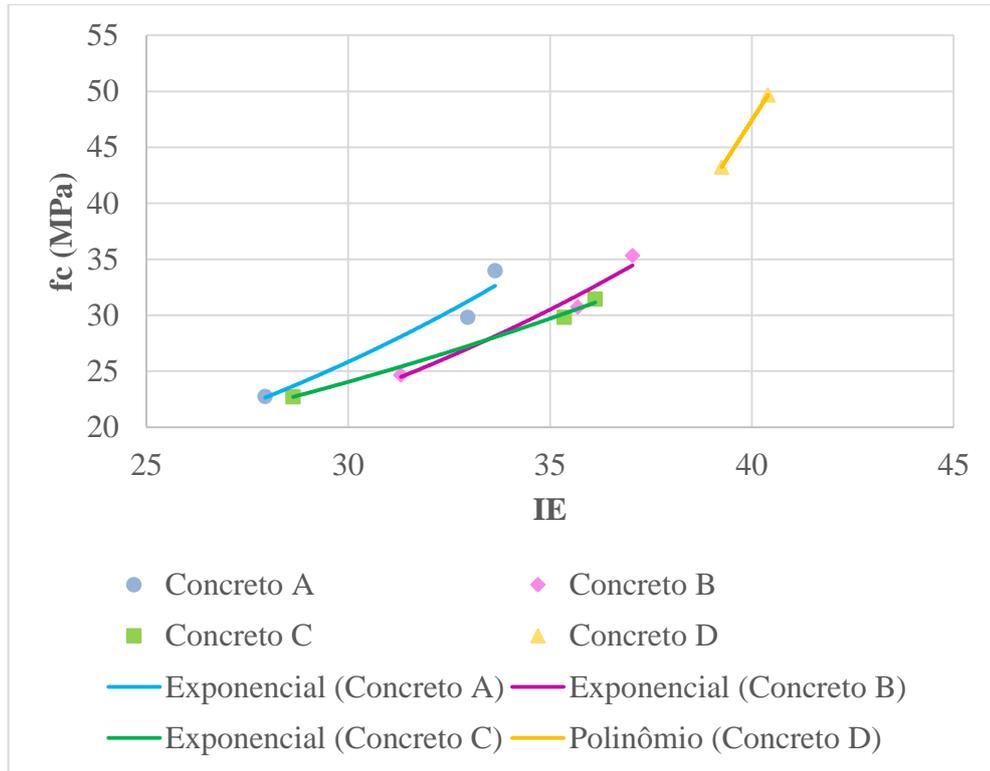
**Figura 4.10 – Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos CPs****Tabela 4.7 – Curvas individuais e R<sup>2</sup> a partir dos CPs**

Relação	Concreto	R <sup>2</sup>	Equação
f <sub>c</sub> x IE	A	0,9697	f <sub>c</sub> =0,4944·(IE) <sup>2</sup> -31,036·(IE)+512,66
	B	0,8807	f <sub>c</sub> =0,8553·(IE) <sup>2</sup> -55,785·(IE)+932,42
	C	0,9658	f <sub>c</sub> =0,6862·(IE) <sup>2</sup> -43,675·(IE)+719,56
	D	0,9935	f <sub>c</sub> =0,6805·(IE) <sup>2</sup> -48,569·(IE)+891,4

Fonte: Autor (2017)

Pode-se notar, para os CPs, que todas as curvas seguiram o mesmo comportamento, visto que o maior R<sup>2</sup> encontrado foi para a curva de polinômio de 2º grau em todos os concretos, o concreto D foi o que apresentou maior R<sup>2</sup> (0,9935), enquanto o concreto B o menor (0,8807), dentre os 4 concretos ensaiados. A Figura 4.10 permite verificar que as curvas referentes ao concreto A, B e C estão muito próximas umas das outras, e a curva do concreto D é a que mais difere das outras.

**Figura 4.11 – Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos TCs**



Fonte: Autor (2017)

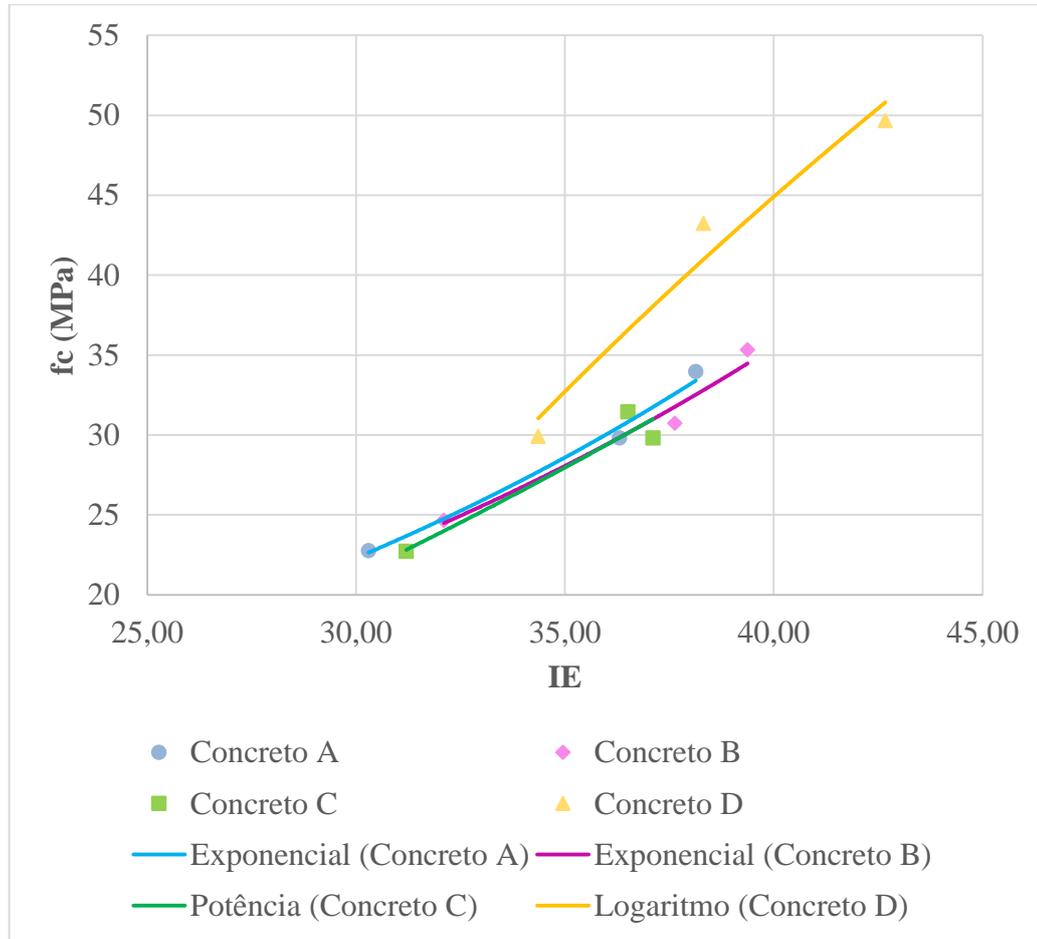
**Tabela 4.8 – Curvas individuais e R<sup>2</sup> a partir dos TCs**

Relação	Concreto	R <sup>2</sup>	Equação
f <sub>c</sub> x IE	A	0,9541	$f_c = 3,7734 \cdot e^{0,0641 \cdot (IE)}$
	B	0,9727	$f_c = 3,806 \cdot e^{0,0595 \cdot (IE)}$
	C	0,9963	$f_c = 6,7817 \cdot e^{0,0422 \cdot (IE)}$
	D	1,0	$f_c = 5,6019 \cdot (IE) - 176,67$

Fonte: Autor (2017)

Para os TCs, por se tratar de apenas 3 pontos no gráfico, há um ajuste perfeito ( $R^2=1$ ) para as curvas de polinômio de 2º grau, como o intuito das curvas individuais é verificar o comportamento entre os 4 concretos, as mesmas foram determinadas a partir do segundo maior valor de  $R^2$ . Dessa forma, obteve-se curvas exponenciais em todos os casos, menos no concreto D, pois como visto, foi eliminado os valores do ensaio esclerométrico aos 7 dias, ficando apenas dois pontos no gráfico, o que gera uma curva linear com  $R^2=1$ . Entre os outros três concretos, obteve-se um maior  $R^2$  para o concreto C (0,9963) e menor no concreto A (0,9541). Pela Figura 4.11, pode-se verificar uma aproximação das curvas referentes aos concretos A, B e C, para o concreto D, não é possível fazer nenhuma comparação pois o valor do intervalo de resistência é diferente dos outros concretos e também devida a falta de dados.

**Figura 4.12 – Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos blocos**



Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.9 – Curvas individuais e  $R^2$  a partir dos blocos**

Relação	Concreto	$R^2$	Equação
$f_c \times IE$	A	0,9898	$f_c=5,0361 \cdot e^{0,0496 \cdot (IE)}$
	B	0,9737	$f_c=5,4112 \cdot e^{0,047 \cdot (IE)}$
	C	0,9439	$f_c=0,0522 \cdot (IE)^{1,7673}$
	D	0,9626	$f_c=91,269 \cdot \ln(IE)-291,78$

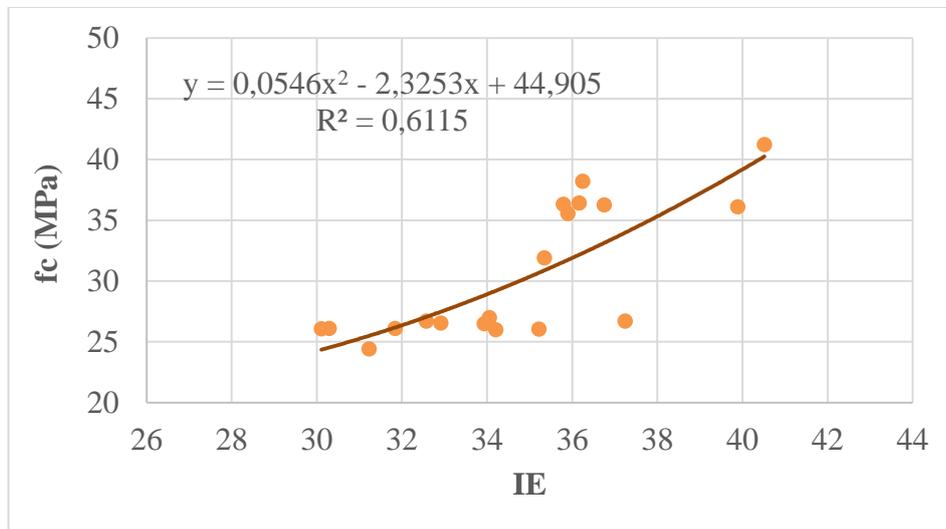
Fonte: Autor (2017)

Para gerar a curva  $f_c \times IE$  para os blocos, utilizou-se a resistência encontrada a partir dos TCs, pois os mesmos são os mais representativos da resistência real da estrutura, de acordo com a ABNT NBR 7680 (2015), e seguiu-se o mesmo critério para determinar a melhor curva individual gerada, ou seja, a partir do segundo maior valor de  $R^2$ . Observa-se a partir da Figura 4.12 que as curvas referentes aos concretos A, B e C ficaram sobrepostas umas nas outras, ou seja, estão com uma grande aproximação, mesmo o concreto C gerando um tipo de curva diferente do concreto A e B. Porém a curva do concreto D se afastou das demais, mostrando

um comportamento um pouco diferente, o mesmo pode ter acontecido por se tratar de um concreto com resistência maior, o que mostra que em resistências maiores há um crescimento menor do IE. A curva que obteve um maior  $R^2$  foi a referente ao concreto A (0,9898) e a que apresentou o menor coeficiente foi a do concreto C (0,9439).

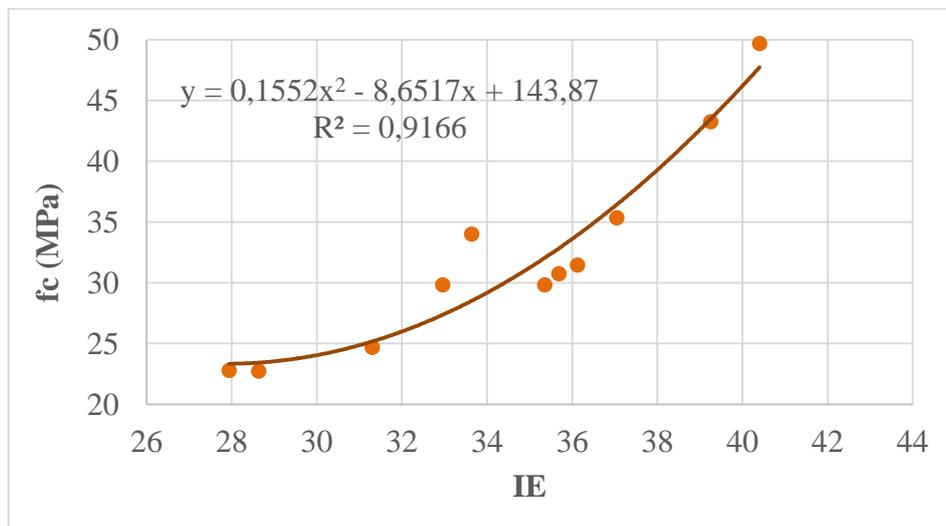
A curva de correlação obtida a partir dos 4 tipos de concreto juntos, também foi escolhida a partir de um estudo de regressão não linear simples e de acordo com o maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ). As Figuras 4.13, 4.14 e 4.15 indicam a correlação entre  $f_c$  e IE dos CPs, TCs e bloco.

**Figura 4.13 – Correlação  $f_c$  e IE para os CPs**



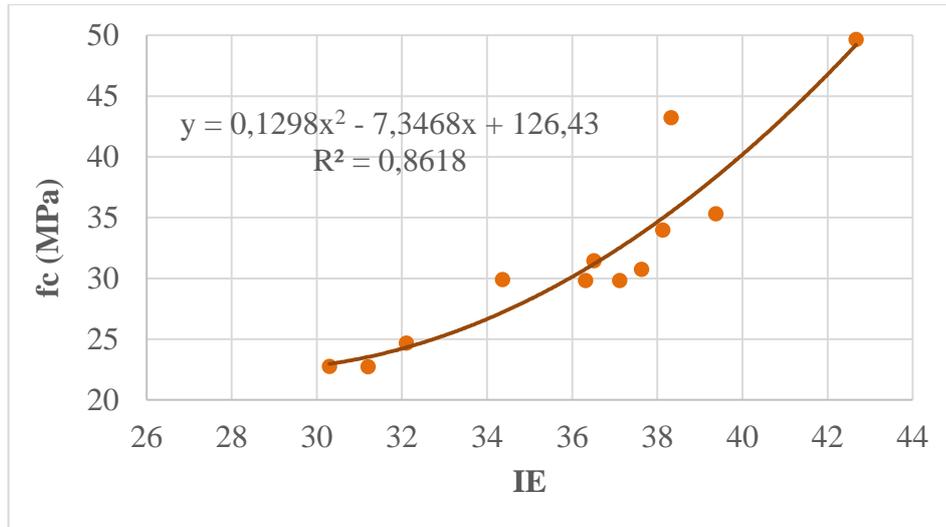
Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.14 – Correlação  $f_c$  e IE para os TCs**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.15 – Correlação  $f_c$  e IE para os blocos**



Fonte: Autor (2017)

As Tabelas 4.10, 4.11 e 4.12 mostram os modelos estudados e os respectivos coeficientes de determinação obtidos.

**Tabela 4.10 – Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os CPs**

Relação	Tipo de curva	$R^2$	Equação
$f_c$ x IE	Linear	0,6018	$f_c = 1,4993 \cdot IE - 21,713$
	Potência	0,5929	$f_c = 0,0885 \cdot (IE)^{1,643}$
	Exponencial	0,6006	$f_c = 5,7509 \cdot e^{0,0475 \cdot IE}$
	Polinômio (2º grau)	0,6115	$f_c = 0,0546 \cdot IE^2 - 2,3253 \cdot IE + 44,905$
	Logarítmica	0,5921	$f_c = 51,788 \cdot \ln(IE) - 153,21$

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.11 – Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os TCs**

Relação	Tipo de curva	$R^2$	Equação
$f_c$ x IE	Linear	0,8315	$f_c = 1,8962 \cdot IE - 33,016$
	Potência	0,8668	$f_c = 0,0346 \cdot (IE)^{1,9275}$
	Exponencial	0,8874	$f_c = 4,2579 \cdot e^{0,058 \cdot IE}$
	Polinômio (2º grau)	0,9166	$f_c = 0,1552 \cdot IE^2 - 8,6517 \cdot IE + 143,87$
	Logarítmica	0,7998	$f_c = 62,526 \cdot \ln(IE) - 188,61$

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.12 – Tipos de curva e coeficiente de determinação (R<sup>2</sup>) para os blocos**

<b>Relação</b>	<b>Tipo de curva</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>Equação</b>
<b>f<sub>c</sub> x IE</b>	Linear	0,8066	$f_c=1,9779 \cdot IE-39,523$
	Potência	0,8543	$f_c=0,0144 \cdot (IE)^{2,143}$
	Exponencial	0,8678	$f_c=3,4803 \cdot e^{0,0606 \cdot IE}$
	Polinômio (2º grau)	0,8618	$f_c=0,1298 \cdot IE^2-7,3468 \cdot IE+126,43$
	Logarítmica	0,7822	$f_c=69,384 \cdot \ln(IE)-216,63$

Fonte: Autor (2017)

Ao analisar os resultados obtidos com os ensaios de esclerometria pode-se perceber uma relação direta entre os valores de resistência à compressão do concreto e o IE. Essa correlação apresentou-se melhor quando obtida a partir dos testemunhos de concreto (R<sup>2</sup>=0,9166) e blocos (R<sup>2</sup>=0,8618) em relação a correlação obtida a partir dos corpos de prova (R<sup>2</sup>=0,6115).

Nota-se pelas curvas individuais dos CPs, que a divergência encontrada nas mesmas, causou efeito na curva geral, já que o valor de R<sup>2</sup> diminuiu, sendo a média dos coeficiente encontrados nas curvas individuais de 0,9524 e na curva geral de 0,6115, o que corresponde uma redução de 35,79%. Para os TCs e blocos a aproximação das curvas dos concretos A, B e C, refletiu diretamente na curva geral, pois a diminuição do R<sup>2</sup> foi menos significativa, nos TCs a redução foi de 8,93%, a média do R<sup>2</sup> foi de 0,9744 nas individuais e de 0,9166 para a curva geral, e para os blocos a redução foi de 10,93%, a média do R<sup>2</sup> para as curvas individuais foi de 0,9675 e de 0,8618 na curva geral. A curva que mais influenciou a mudança dos coeficientes para os três casos foi a relativa ao concreto D.

De acordo com o estudo realizado por outros autores vê-se na Tabela 4.13 que curvas do tipo linear, polinômio de 2º grau e potência já foram propostas anteriormente. Para o presente estudo o maior R<sup>2</sup> obtido foi para curva polinomial, porém foi optado pelo modelo de curva exponencial para representar a correlação entre f<sub>c</sub> e IE, pois os valores de R<sup>2</sup> ficaram próximos nos dois modelos, e de acordo com outros estudos . Apenas para a correlação obtida a partir do blocos, que a melhor curva foi a exponencial, porém como o R<sup>2</sup> ficou muito próximo ao da curva polinomial, optou-se pela mesma, devido a recorrência do tipo de curva nas outras pesquisas. O critério foi escolhido pois o mesmo foi utilizado pela maioria dos pesquisadores.

Como a curva polinomial pode gerar uma mesma resistência para dois valores distintos de índice esclerométrico, vale frizar que a curva obtida, é válida apenas para determinado intervalo de resistência e índice esclerométrico (Tabela 4.13).

Tabela 4.13 – Faixa de variação das grandezas envolvidas

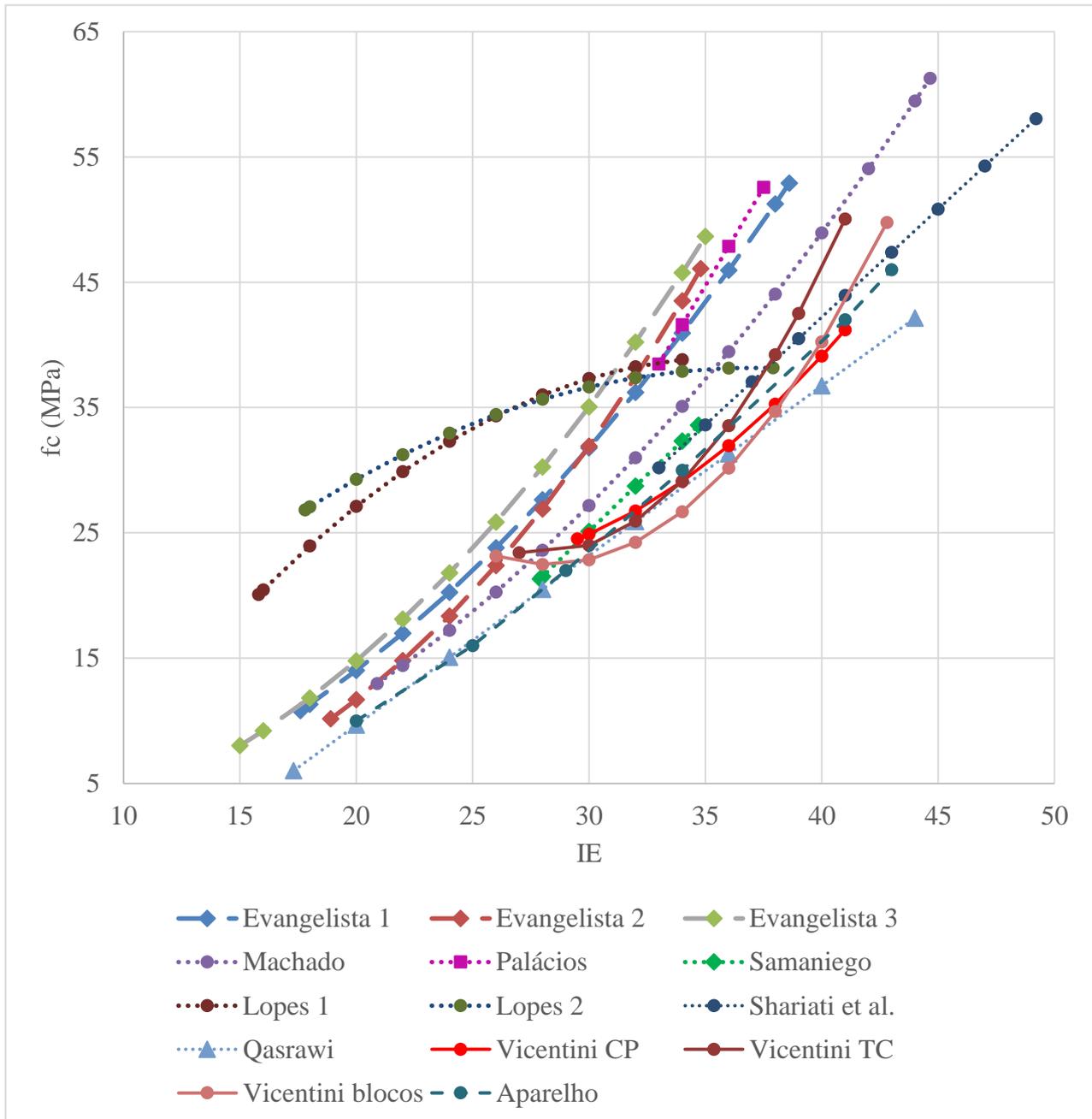
Elemento	$f_c$ (MPa)	Variação (MPa)	IE	Variação
CP	Min 24,40	16,82	Min 30,11	10,4
	Máx 41,22		Máx 40,51	
TC	Min 22,73	26,94	Min 27,94	12,46
	Máx 49,67		Máx 40,4	
Bloco	Min 22,73	26,94	Min 30,30	12,37
	Máx 49,67		Máx 42,67	

Fonte: Autor (2017)

As correlações feitas neste trabalho são válidas para o esclerômetro analógico de impacto Schmidt tipo “N” da Fortest, com energia de percussão de 2,25 N.m. Nos estudos realizados por Evangelista (2002), constatou-se que os fatores que mais influenciam a correlação entre o IE e  $f_c$  são: a massa específica do agregado graúdo e o tipo de cimento, portanto, essas curvas são recomendadas para concretos elaborados com britas do tipo basalto e cimento Portland composto com adição de fíler – 40 MPa.

A Tabela 4.14 mostra as curvas propostas por outros autores, e a Figura 4.16 ilustra a comparação destas curvas.

**Figura 4.16 – Comparação com curvas obtidas por outros autores**



Fonte: Autor (2017)

Pode-se constatar que as curvas obtidas realmente se diferem muito umas das outras, para uma mesma resistência os concretos aqui analisados apresentam um requebra (IE) maior que os outros concretos analisados pelos demais autores, confirmando a importância de se realizar curvas de correlação adequada ao tipo de concreto elaborado.

Tabela 4.14 – Comparação com curvas obtidas por outros autores

<b>Autor</b>	<b>Equação</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>f<sub>c</sub></b>	<b>Corpo de prova</b>	<b>Agregado</b>
<b>Evangelista (2002)</b>	$f_c=0,033 \cdot (IE)^{2,02}$	0,82	10,8 a 53,0	Cilindro (150 x 300) mm	Gnaisse (19 mm)
	$f_c=0,007 \cdot (IE)^{2,477}$	0,90	10,1 a 46,0	Cilindro (150 x 300) mm	Gnaisse (9,5 mm)
	$f_c=0,0252 \cdot (IE)^{2,128}$	0,78	8,0 a 48,7	Cilindro (150 x 300) mm	Sienito (19 mm)
<b>Machado (2005)</b>	$f_c=0,026 \cdot (IE)^{2,044}$	0,899	12,9 a 61,2	Cilindro (150 x 300) mm	Gnaisse (19 mm) e Sienito (19mm)
<b>Lopes (2016)</b>	$f_c=-0,0461 \cdot (IE)^2+3,3257 \cdot (IE)-20,959$	0,992	20,1 a 38,8	Cilindro (100 x 200) mm	Basalto (12,5 mm)
	$f_c=-0,0305 \cdot (IE)^2+2,262 \cdot (IE)-3,7546$	0,846	26,8 a 46,9	Cilindro (100 x 200) mm	Basalto (12,5 mm)
<b>Palácios (2012)</b>	$f_c=3,13 \cdot (IE)-64,842$	0,814	38,5 a 52,4	Cilindro (100 x 200) mm	Calcário (19 mm)
<b>Samaniego (2014)</b>	$f_c=1,8039 \cdot (IE)-29$	0,74	21,3 a 33,6	Cilindro (100 x 200) mm Prisma (30 x 30 x 40) cm	Calcário (9,5 mm e 19 mm)
<b>Shariati et al. (2010)</b>	$f_c=1,7206 \cdot (IE)-26,595$	0,9364	30,0 a 58,0	Cubo (150 mm)	Indeterminado (19 mm)
<b>Qasrawi (2000)</b>	$F_c=1,353 \cdot (IE)-17,393$	0,88	6,0 a 42,0	Cubo (150 mm)	Diversos

Fonte: Autor (2017)

### 4.3 VELOCIDADE DE ONDAS ULTRASSÔNICAS

Os valores das velocidades de ondas ultrassônicas ( $V$ ) para cada concreto estão apresentados na Tabela 4.15 de acordo com a idade e o elemento ensaiado. Os valores referem-se a média aritmética dos 4 CPs e dos 2 TCs analisados em cada idade. Os valores de  $V$  para o bloco referem-se a média obtida de dois pontos um em cada região em que se procedeu com a extração do testemunho.

**Tabela 4.15 – Valores dos  $V_j$  dos CPs, TCs e blocos**

Concreto	Velocidade de onda ultrassônica (km/s)										
	$V_7$			$V_{14}$	$V_{28}$			$V_{56}$	$V_{91}$		
	CP	TC	Bloco	CP	CP	TC	Bloco	CP	CP	TC	Bloco
<b>A</b>	4,46	4,26	4,06	3,54	4,12	4,38	4,49	4,05	3,71	3,89	3,76
<b>B</b>	3,94	3,79	3,84	4,50	4,48	4,39	4,31	4,50	4,56	4,41	4,02
<b>C</b>	3,77	3,53	3,68	3,83	4,34	4,16	4,20	4,25	4,28	4,06	4,04
<b>D</b>	4,08	3,98	3,99	4,62	4,51	4,59	4,51	4,65	4,66	4,58	4,59

Fonte: Autor (2017)

O maior valor de  $V$  obtido nos CPs foi de 4,66 km/s, encontrado no concreto D aos 91 dias, para os TCs foi de 4,59 km/s, encontrado no concreto D aos 28 dias, e para o bloco foi de 4,59 km/s, encontrado no concreto D aos 91 dias. Já o menor valor de  $V$  para os CPs foi de 3,54 km/s, no concreto A aos 14 dias, para os TCs foi de 3,53 km/s, no concreto C aos 7 dias, e para o bloco foi de 3,68 km/s, encontrado no concreto C aos 7 dias.

Pode-se notar que não houve uma boa correspondência entre os valores extremos encontrados de  $f_c$  e  $V$ , visto que os maiores valores de  $f_c$  foram encontrados no concreto D aos 91 dias, e para  $V$ , no concreto D aos 91 dias nos CPs, porém para os TCs foram aos 28 dias, e nos menores valores não houve correspondência em nenhum elemento.

Na Tabela 4.16 e 4.17 estão indicados os valores do desvio padrão ( $\sigma$ ) e do coeficiente de variação (CV) dos resultados obtidos nos ensaios de velocidade de onda ultrassônica. Os valores individuais de  $V$  de cada CP e TC em cada idade fazem parte do Apêndice A.

**Tabela 4.16 – Desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados obtidos nos CPs**

Concreto	V <sub>7</sub>		V <sub>14</sub>		V <sub>28</sub>		V <sub>56</sub>		V <sub>91</sub>	
	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV
<b>A</b>	0,04	0,87	0,19	5,33	0,18	4,33	0,03	0,69	0,04	1,13
<b>B</b>	0,03	0,79	0,05	1,19	0,01	0,19	0,04	0,86	0,03	0,76
<b>C</b>	0,04	1,13	0,07	1,71	0,01	0,32	0,02	0,44	0,01	0,34
<b>D</b>	0,03	0,82	0,04	0,95	0,24	5,37	0,02	0,45	0,03	0,58

Fonte: Autor (2017)

Nota: CV é dado em %,  $\sigma$  é dado em km/s**Tabela 4.17 – Desvio padrão e coeficiente de variação dos resultados obtidos nos TCs e bloco**

Concreto	V <sub>7</sub>				V <sub>28</sub>				V <sub>91</sub>			
	TC		Bloco		TC		Bloco		TC		Bloco	
	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV	$\sigma$	CV
<b>A</b>	0,11	2,65	0,01	0,35	0,01	0,16	0,01	0,28	0,05	1,40	0,23	6,21
<b>B</b>	0,04	0,93	0,01	0,37	0,09	1,96	0,03	0,72	0,05	1,02	0,02	0,59
<b>C</b>	0,04	1,09	0,00	0,03	0,01	0,32	0,01	0,24	0,05	1,27	0,11	2,70
<b>D</b>	0,06	1,50	0,03	0,65	0,02	0,50	0,03	0,63	0,01	0,26	0,01	0,30

Fonte: Autor (2017)

Nota: CV é dado em %,  $\sigma$  é dado em km/s

As Tabelas 4.16 e 4.17 mostram que os valores das médias das velocidades estão bem representativos, já que o maior coeficiente de variação encontrado foi de 6,21% para o Lote A, na idade de 91 dias ficando assim, todos os valores abaixo de 10%.

A Tabela 4.18 mostra a relação da velocidade de ondas ultrassônica em determinada idade pela velocidade de onda ultrassônica encontrada aos 28 dias ( $V_j/V_{28}$ ).

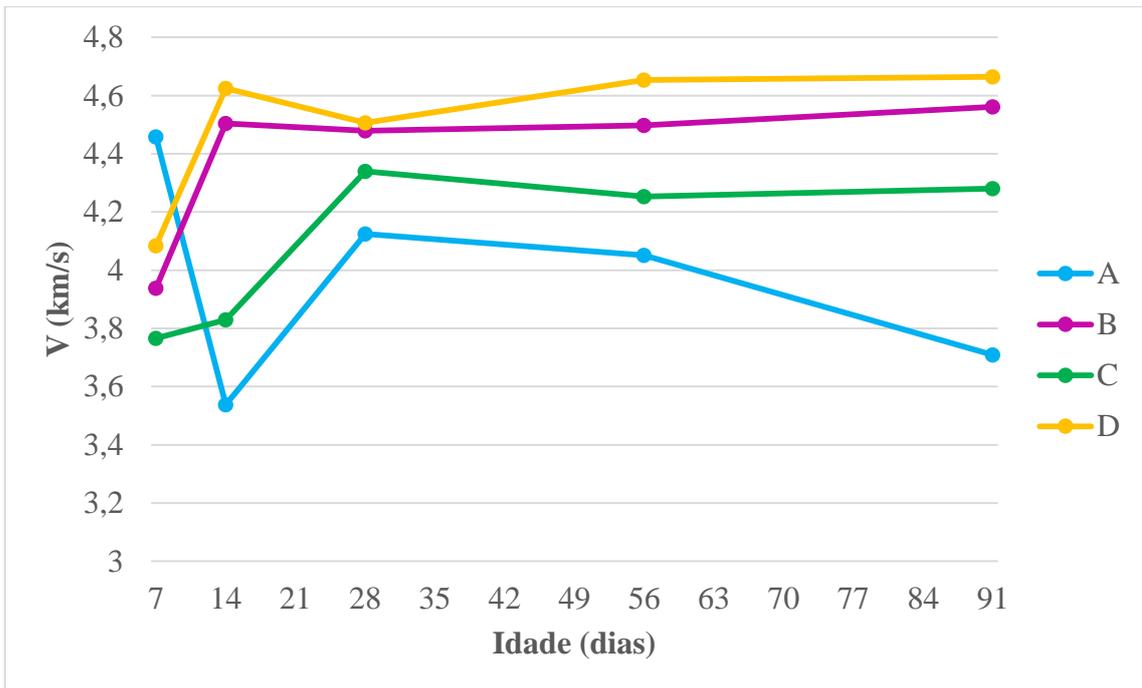
**Tabela 4.18 – Relação  $V_j/V_{28}$  dos CPs, TCs e bloco**

Concreto	V <sub>7</sub> /V <sub>28</sub>			V <sub>14</sub> /V <sub>28</sub>	V <sub>56</sub> /V <sub>28</sub>	V <sub>91</sub> /V <sub>28</sub>		
	CP	TC	Bloco	CP	CP	CP	TC	Bloco
<b>A</b>	1,08	0,97	0,90	0,86	0,98	0,90	0,89	0,84
<b>B</b>	0,88	0,86	0,89	1,01	1,00	1,02	1,00	0,93
<b>C</b>	0,87	0,85	0,88	0,88	0,98	0,99	0,97	0,96
<b>D</b>	0,91	0,87	0,88	1,03	1,03	1,04	1,00	1,02

Fonte: Autor (2017)

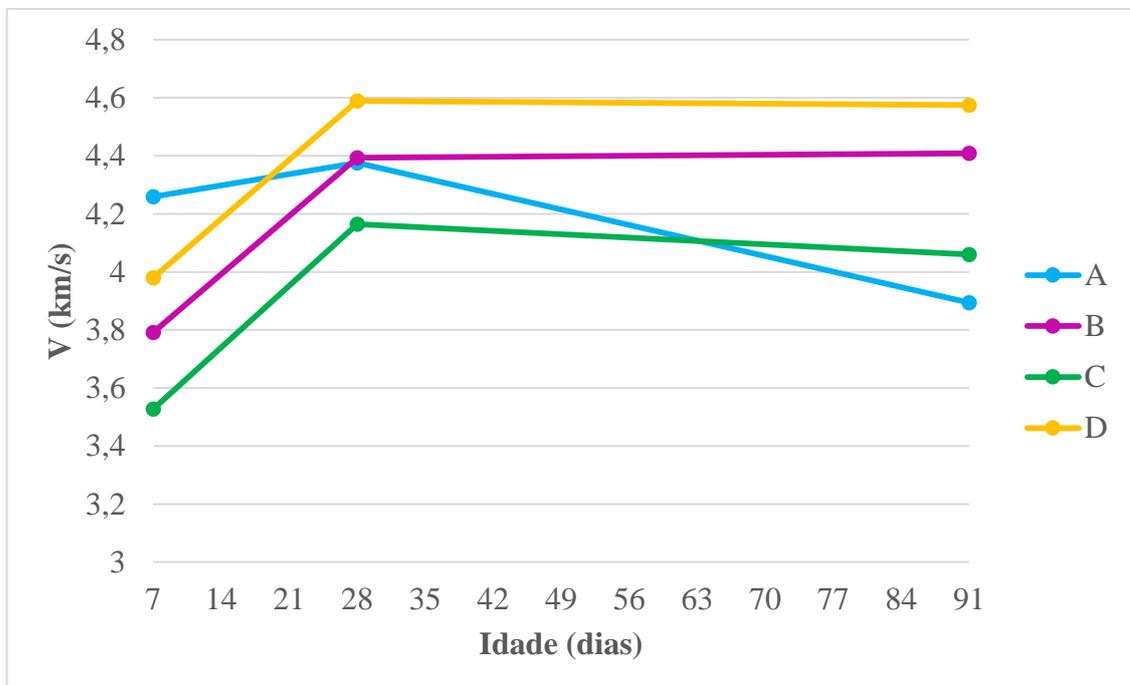
As Figuras 4.17, 4.18 e 4.19 mostram a evolução de V dos CPs, TCs e bloco com a idade, respectivamente.

**Figura 4.17 – Evolução da velocidade de ondas ultrassônicas dos CPs com a idade**



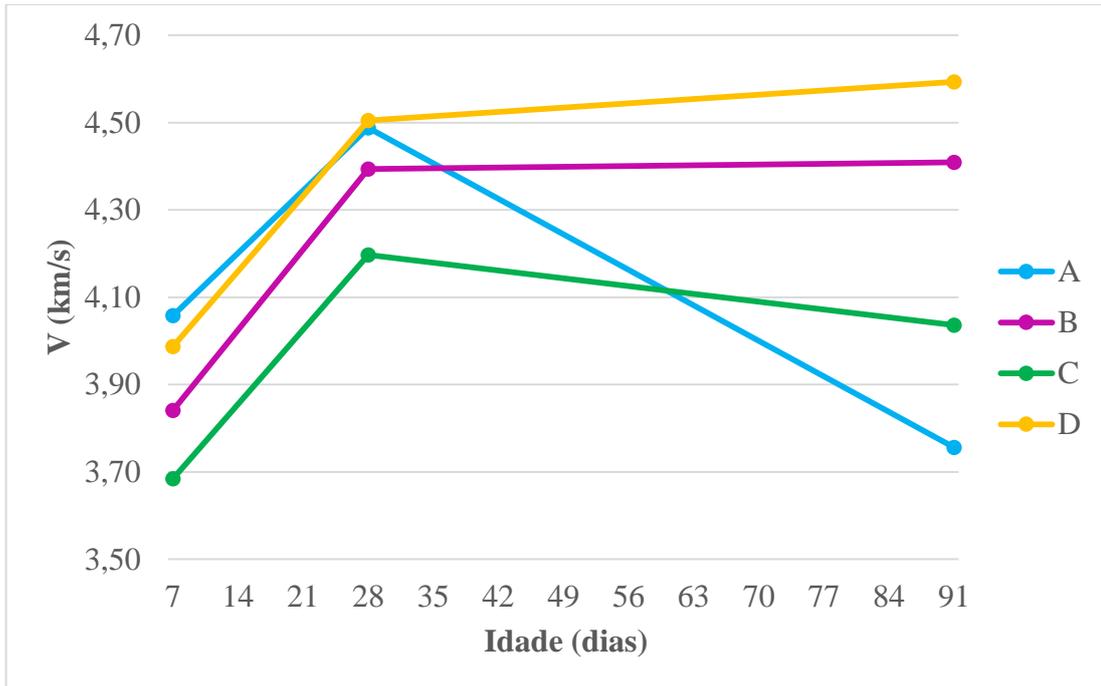
Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.18 – Evolução da velocidade de ondas ultrassônicas dos TCs com a idade**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.19 – Evolução da velocidade de ondas ultrassônicas do bloco com a idade**



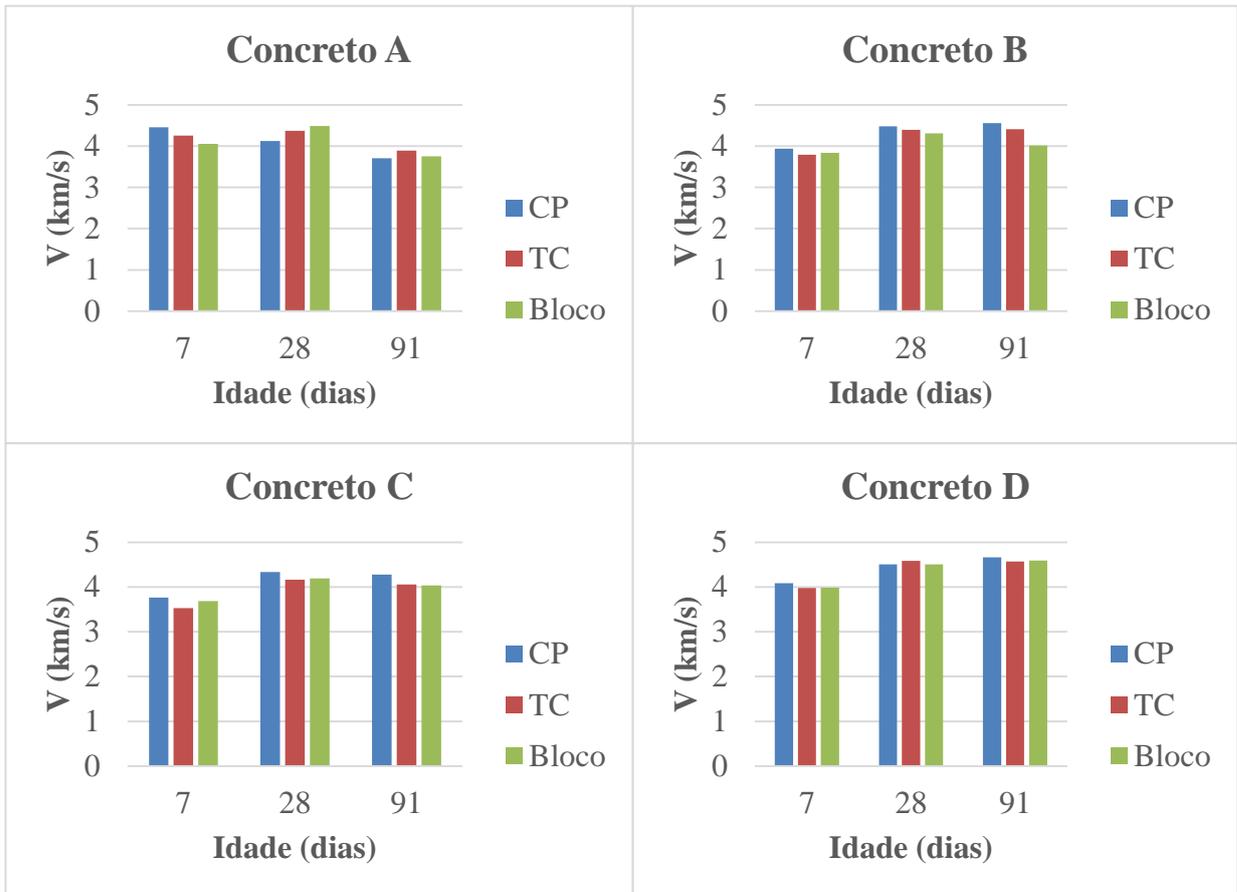
Fonte: Autor (2017)

Com as tabelas e as figuras mostradas anteriormente, nota-se que não houve um comportamento regular da velocidade de ondas ultrassônicas com a idade, visto que os valores aumentam e diminuem com a idade. O que difere do comportamento da evolução de  $f_c$ .

#### 4.3.1 Relação da velocidade de onda ultrassônica entre os elementos analisados

Na Figura 4.20 são comparados os valores de  $V$  obtidos para os CPs, TCs e bloco através da utilização de gráficos de barras e de análise estatística.

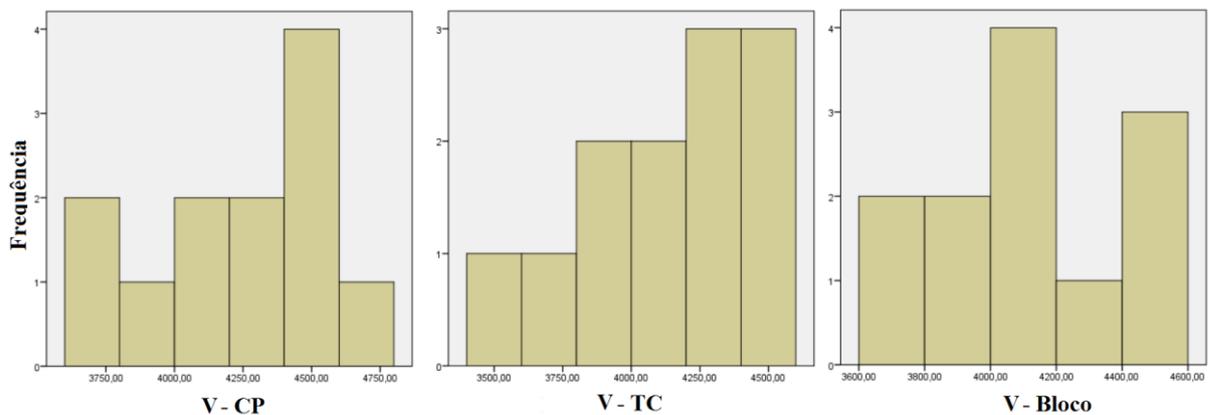
**Figura 4.20 - Comparação de V dos CPs, TCs e bloco**



Fonte: Autor (2017)

Foi verificada a normalidade dos dados, pelo método de Shapiro-Wilk, com a distribuição dos mesmos (Figura 4.21) foi constatado que os dados são normais. Com isso, procedeu-se com um estudo paramétrico, utilizando-se o método ANOVA de medidas repetidas, por se tratar da comparação entre três variáveis.

**Figura 4.21 – Histograma de distribuição dos dados da velocidade de onda ultrassônica**



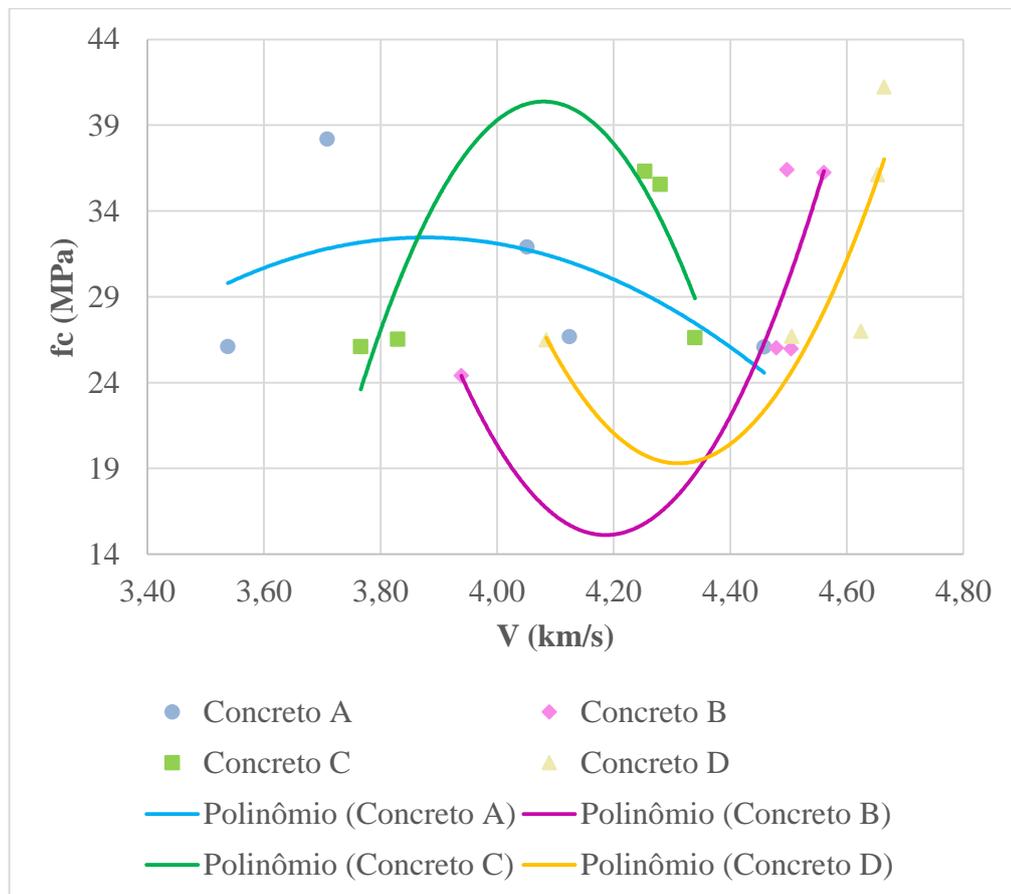
Fonte: Autor (2017)

Com a análise, foi obtido um nível de significância 25,2%, o que indica que não há diferença significativa nos resultados obtidos nos ensaios de velocidade de ondas ultrassônicas nos CPs, TCs e bloco. Pode-se concluir que o tipo de cura, a exposição do elemento ao ambiente, a umidade e a condição da superfície ensaiada, não influenciaram os resultados obtidos no ensaio de velocidade de ondas ultrassônicas.

### 4.3.2 Curvas de correlação

Para o estudo da melhor curva de correlação de  $f_c$  e  $V$ , primeiramente foram analisadas o comportamento das curvas individuais de cada concreto, para isso fez-se um estudo regressão não linear simples e chegou-se na curva a partir do maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ) encontrado. As Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 indicam as curvas encontradas para os CPs, TCs e bloco respectivamente e as Tabelas 4.19, 4.20 e 4.21 apresentam os valores de  $R^2$  e a equação da curva gerada.

**Figura 4.22 – Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos CPs**



Fonte: Autor (2017)

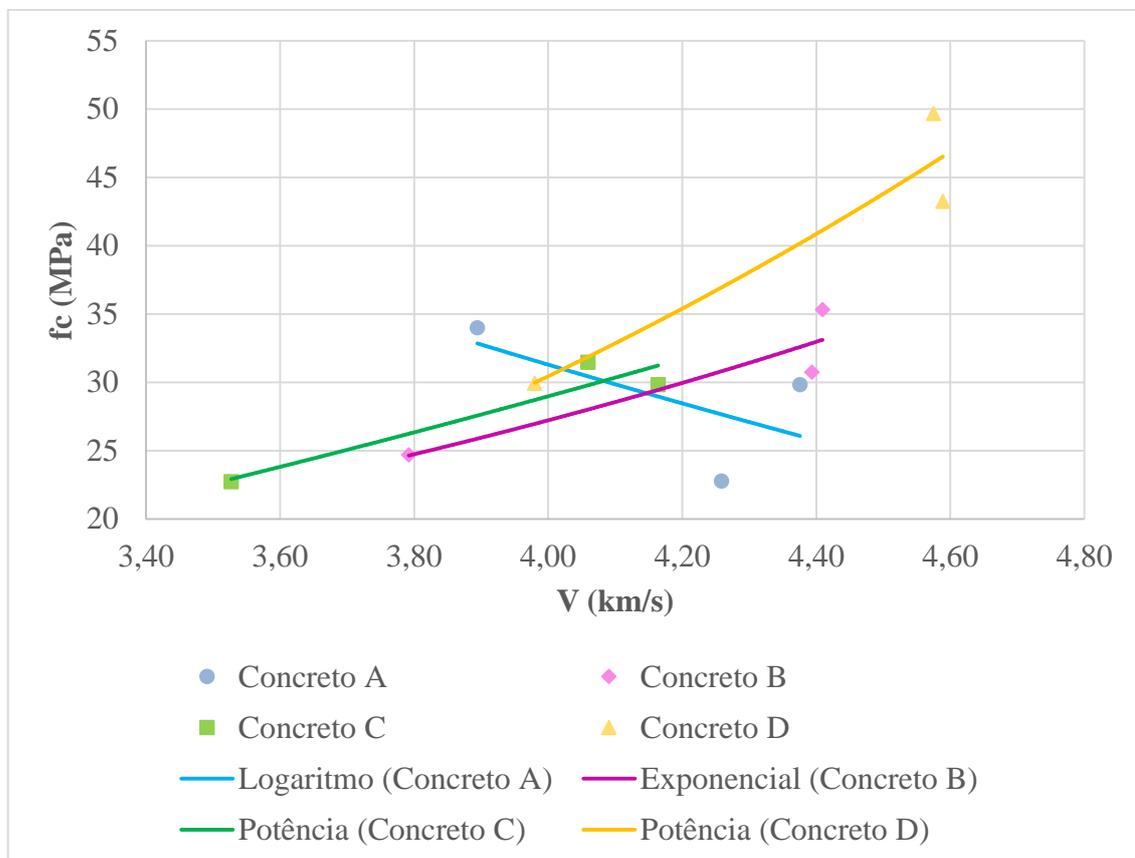
Tabela 4.19 – Curvas individuais e R<sup>2</sup> a partir dos CPs

Relação	Concreto	R <sup>2</sup>	Equação
f <sub>c</sub> x V	A	0,3257	f <sub>c</sub> =-23,275·V <sup>2</sup> +180,44·V-317,26
	B	0,5245	f <sub>c</sub> =151,25·V <sup>2</sup> -1266,4·V+2665,8
	C	0,7566	f <sub>c</sub> =-170,25·V <sup>2</sup> -1389,2·V+2793,6
	D	0,67	f <sub>c</sub> =142,19·V <sup>2</sup> -1226·V+2661,9

Fonte: Autor (2017)

Pode-se notar, para os CPs, que apesar de todas as curvas geradas serem polinômios de 2º grau, as mesmas obtiveram comportamentos muito diferentes umas das outras. Os concretos A e C geraram curvas com a concavidade voltada para baixo, enquanto as curvas dos concretos B e D geraram curvas com a concavidade voltada para cima. Os valores de R<sup>2</sup> variaram bastante, mas nenhum deles apresentaram uma ótima correlação, por se tratar de uma curva gerada com poucos pontos, espera-se valores maiores de R<sup>2</sup>. O maior valor encontrado foi para a curva do concreto C (R<sup>2</sup>=0,7566) e o menor valor para a curva do concreto A (R<sup>2</sup>=0,3257).

Figura 4.23 – Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos TCs



Fonte: Autor (2017)

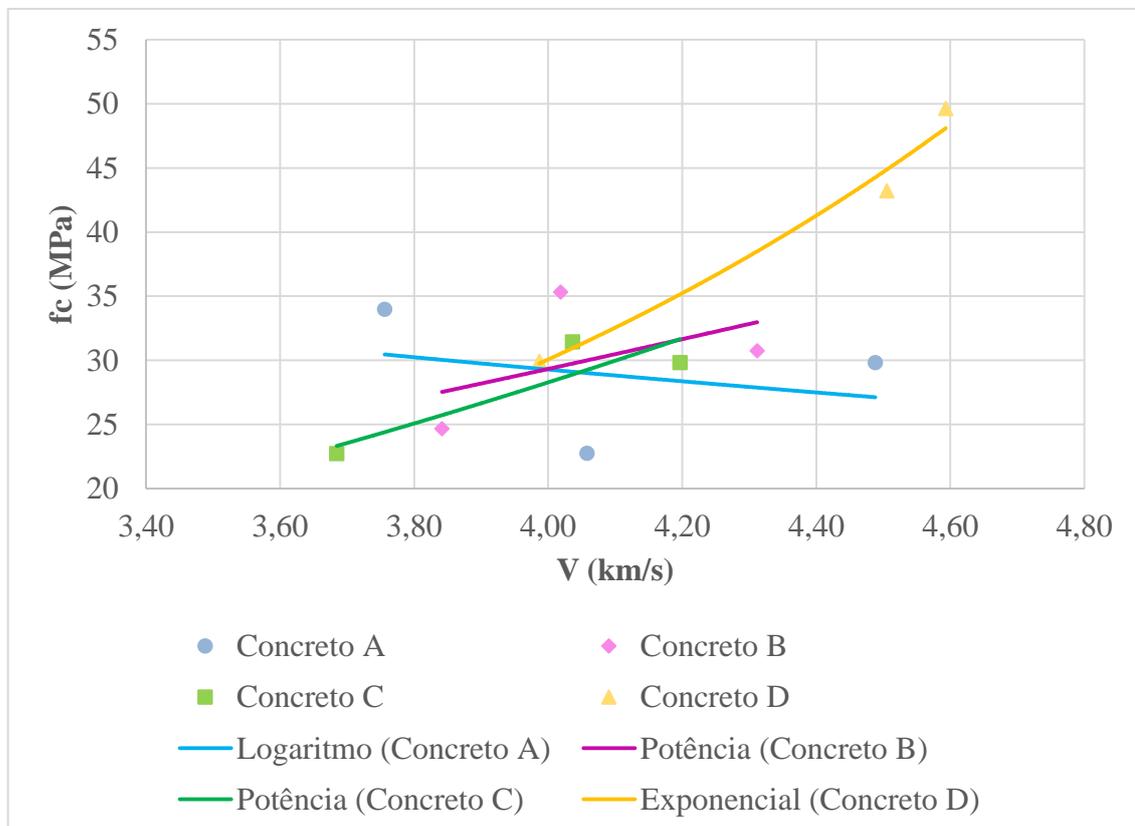
Tabela 4.20 – Curvas individuais e R<sup>2</sup> a partir dos TCs

Relação	Concreto	R <sup>2</sup>	Equação
f <sub>c</sub> x V	A	0,3905	$f_c = -58,08 \cdot \ln(V) + 111,8$
	B	0,8679	$f_c = 4,007 \cdot e^{0,4789V}$
	C	0,9146	$f_c = 2,1887 \cdot V^{1,8633}$
	D	0,9202	$f_c = 0,421 \cdot V^{3,088}$

Fonte: Autor (2017)

Para os TCs, por se tratar de apenas 3 pontos no gráfico, há um ajuste perfeito (R<sup>2</sup>=1) para as curvas de polinômio de 2º grau, como o intuito das curvas individuais é verificar o comportamento entre os 4 concretos, as mesmas foram determinadas a partir do segundo maior valor de R<sup>2</sup>. Dessa forma, para o concreto A obteve-se uma curva logarítmica decrescente, para o concreto B uma curva exponencial, e para o concreto C e D foram obtidas curvas de potência. Apesar das diferentes curvas geradas, houve uma melhora em relação as curvas obtidas pelos CPs, os coeficientes gerados aumentaram de valor, ficando ruim apenas para o concreto A (R<sup>2</sup>=0,3905), e o melhor valor para o concreto D (R<sup>2</sup>=0,9202). Pela Figura 4.23 nota-se que as curvas B e C ficaram muito próximas uma da outra.

Figura 4.24 – Curvas de correlação individuais de cada concreto a partir dos blocos



Fonte: Autor (2017)

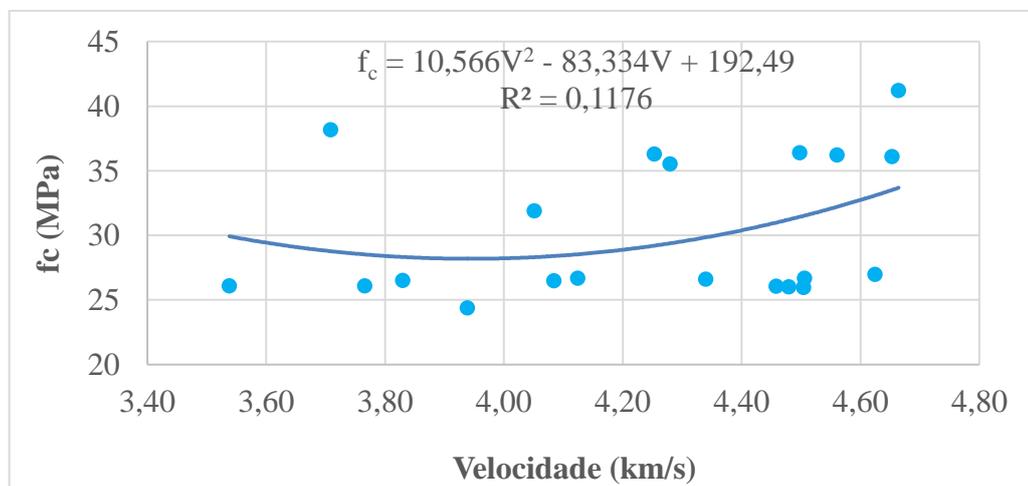
Tabela 4.21 – Curvas individuais e R<sup>2</sup> a partir dos blocos

Relação	Concreto	R <sup>2</sup>	Equação
f <sub>c</sub> x V	A	0,0871	f <sub>c</sub> =-18,75·ln(V)+55,267
	B	0,253	f <sub>c</sub> =3,358·V <sup>1,5632</sup>
	C	0,8106	f <sub>c</sub> =1,089·V <sup>2,3493</sup>
	D	0,9825	f <sub>c</sub> =1,262·e <sup>0,7927·V</sup>

Fonte: Autor (2017)

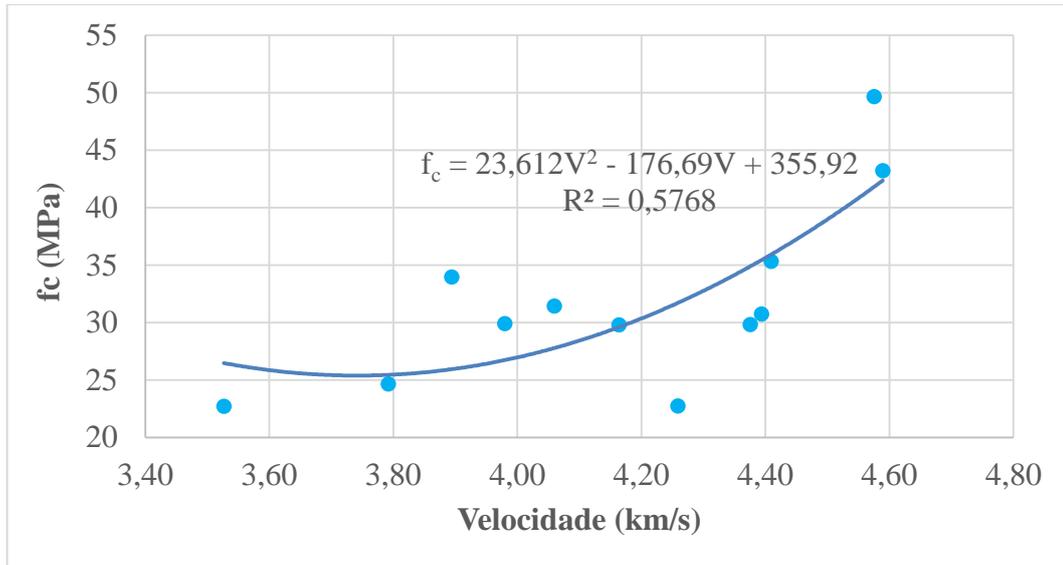
Para gerar a curva f<sub>c</sub> x V para os blocos, utilizou-se a resistência encontrada a partir dos TCs, pois os mesmos são os mais representativos da resistência real da estrutura, de acordo com a ABNT NBR 7680 (2015), e seguiu-se o mesmo critério para determinar a melhor curva individual gerada, ou seja, a partir do segundo maior valor de R<sup>2</sup>. Pela Figura 4.24 pode-se observar que as curvas geradas pelo concreto B e C se sobrepõem em um trecho, estando próximas uma da outra, porém o coeficiente R<sup>2</sup> da curva do concreto A é muito baixo (0,253), o que significa que os dados estão muito dispersos. A curva do concreto D, apesar de ser um tipo diferente das outras, ela representa resistências maiores, o que é possível concluir que o comportamento de V altera nessas condições, há um aumento maior da resistência em relação ao aumento da V. Já a curva A não é representativa pois seu R<sup>2</sup> foi muito baixo (0,0871), o que significa que V neste caso não explica o f<sub>c</sub>. Dentre as 4 curvas a referente ao concreto D foi a que apresentou a melhor correlação (R<sup>2</sup>=0,9825).

A curva de correlação obtida a partir dos 4 tipos de concreto juntos, também foi escolhida a partir de um estudo de regressão não linear simples e de acordo com o maior coeficiente de determinação (R<sup>2</sup>). As Figuras 4.25, 4.26 e 4.27 indicam a correlação entre f<sub>c</sub> e V dos CPs, TCs e bloco.

Figura 4.25 – Correlação f<sub>c</sub> e V para os CPs

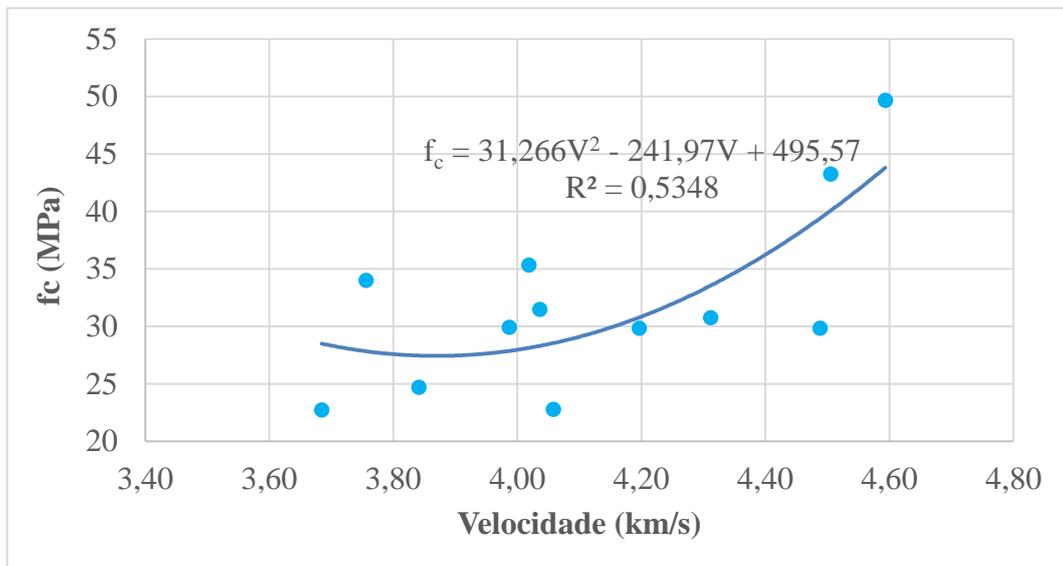
Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.26 – Correlação  $f_c$  e V para os TCs**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.27 – Correlação  $f_c$  e V para os blocos**



Fonte: Autor (2017)

As Tabelas 4.22, 4.23 e 4.24 mostram os modelos estudados e os respectivos coeficientes de determinação obtidos.

**Tabela 4.22 – Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os CPs**

Relação	Tipo de curva	$R^2$	Equação
$f_c \times V$	Linear	0,0778	$f_c=4,3862 \cdot V-11,715$
	Potência	0,0747	$f_c=13,275 \cdot (V)^{0,5629}$
	Exponencial	0,0783	$f_c=16,537 \cdot e^{0,1395 \cdot V}$
	Polinômio (2º grau)	0,1176	$f_c=10,566 \cdot V^2-83,334 \cdot V+192,49$
	Logarítmica	0,0739	$f_c=17,659 \cdot \ln(V)-4,8611$

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.23 – Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os TCs**

Relação	Tipo de curva	$R^2$	Equação
$f_c \times V$	Linear	0,4655	$f_c=15,347 \cdot V-34,006$
	Potência	0,4579	$f_c=1,8141 \cdot (V)^{1,9507}$
	Exponencial	0,4716	$f_c=3,8581 \cdot e^{0,4857 \cdot V}$
	Polinômio (2º grau)	0,5767	$f_c=23,21 \cdot V^2-174,82 \cdot V+353,13$
	Logarítmica	0,4478	$f_c=61,36 \cdot \ln(V)-57,449$

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.24 – Tipos de curva e coeficiente de determinação ( $R^2$ ) para os blocos**

Relação	Tipo de curva	$R^2$	Equação
$f_c \times V$	Linear	0,4337	$f_c=16,168 \cdot V-36,699$
	Potência	0,4091	$f_c=1,6267 \cdot (V)^{2,0421}$
	Exponencial	0,4196	$f_c=3,7173 \cdot e^{0,5 \cdot V}$
	Polinômio (2º grau)	0,5378	$f_c=30,509 \cdot V^2-273,11 \cdot V+486,41$
	Logarítmica	0,4204	$f_c=65,844 \cdot \ln(V)-63,154$

Fonte: Autor (2017)

Para a correlação da resistência com a velocidade obtida a partir dos CPs pode-se perceber que não há uma relação direta entre os valores, pois houve uma dispersão muito grande dos dados e um valor muito baixo do coeficiente de determinação ( $R^2=0,1176$ ), isso mostra que apenas 11,76% da variabilidade da velocidade de ondas explica a variação da resistência do concreto. A correlação feita a partir dos TCs e blocos, obteve um resultado melhor ( $R^2=0,5767$  e  $R^2=0,5378$ , respectivamente), ou seja, 57,67% da variabilidade de  $V$  explica a variação de  $f_c$  a partir dos TCs e 53,78% a partir dos blocos, um resultado muito mais expressante que o anterior, considerado com uma dependência marcante, enquanto o primeiro com uma dependência insignificante, segundo Assis (2011, apud Palácios, 2012). Esses valores são esperados, visto que o estudo realizado com as curvas individuais de cada concreto, apontam diferentes comportamentos e baixos valores de  $R^2$ , com todos os valores em um único gráfico o valor de dispersão dos pontos fica ainda maior.

Para os CPs a dispersão não ocorreu devido apenas um tipo de concreto, visto que as correlações das curvas individuais obtiveram uma média razoável (0,5692), porém cada curva gerada foi diferente da outra, o que atribuiu uma redução de 79,34% no  $R^2$ . Para os TCs a redução do  $R^2$  foi de 25,41%, e pode-se perceber pela Tabela 4.20 e Figura 4.23, que o mesmo aconteceu principalmente pela curva do concreto A, que obteve um comportamento muito diferente das demais curvas e um coeficiente baixo. Já para os blocos houve um aumento do  $R^2$  de 0,28%.

Importante observar que outros autores, quando da correlação da velocidade de propagação de ondas ultrassônicas com a resistência à compressão do concreto, também chegaram a valores baixos para o coeficiente de determinação, sendo Evangelista (2012) e Machado et al (2009) obtiveram em seus estudos valores de  $R^2$  iguais a 0,69 e 0,64, respectivamente. Acredita-se, que o fato da correlação ter sido baixa neste trabalho, esteja relacionada com falhas na operação do equipamento de ensaio de ondas ultrassônicas, que apesar de fácil manuseio, possui uma sensibilidade muito grande na operação.

De acordo com o estudo realizado por outros autores vê-se na Tabela 4.26 que curvas do tipo exponencial, linear e potência já foram propostas anteriormente. Para o presente estudo o maior  $R^2$  obtido foi para curva polinomial, optando-se pela mesma para representar a correlação entre  $f_c$  e  $V$ . O critério foi escolhido pois o mesmo foi utilizado pela maioria dos pesquisadores.

Como a curva polinomial pode gerar uma mesma resistência para dois valores distintos de velocidade, vale frizar que a curva obtida, é válida apenas para determinado intervalo de resistência e velocidade de ondas ultrassônicas (Tabela 4.25).

**Tabela 4.25 – Faixa de variação das grandezas envolvidas**

Elemento	$f_c$ (MPa)	Variação (MPa)	$V$ (km/s)	Variação (km/s)	
CP	Min	24,40	16,82	Min	3,54
	Máx	41,22		Máx	4,66
TC	Min	22,73	26,94	Min	3,53
	Máx	49,67		Máx	4,59
Bloco	Min	22,73	26,94	Min	3,68
	Máx	49,67		Máx	4,59

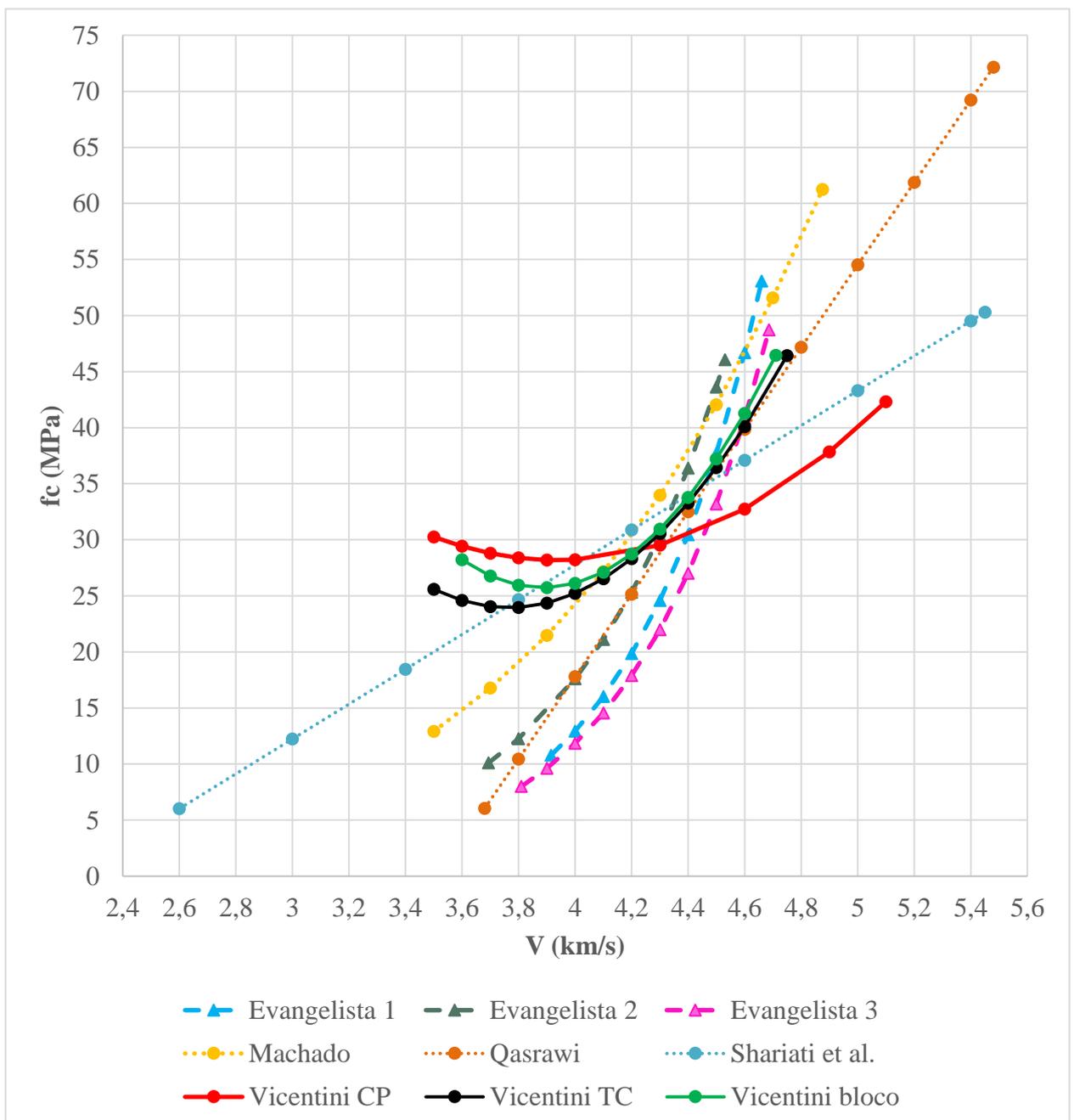
Fonte: Autor (2017)

As correlações feitas neste trabalho são válidas para o aparelho Pundit Lab+ da Proceq com transdutores de diâmetro de 50 mm e 54 kHz de frequência. Nos estudos realizados por

Evangelista (2002), constatou-se que os fatores que mais influenciam a correlação entre a velocidade de propagação de ondas ultrassônicas e a resistência à compressão são: a massa específica do agregado graúdo e o tipo de cimento, portanto, essas curvas são recomendadas para concretos elaborados com britas do tipo basalto e cimento Portland composto com adição de fíler – 40 MPa.

A Tabela 4.26 mostra as curvas propostas por outros autores, e a Figura 4.28 ilustra a comparação destas curvas.

**Figura 4.28 – Comparação com curvas obtidas por outros autores**



Pode-se constatar que as curvas obtidas se diferem umas das outras, confirmando a importância de se realizar curvas de correlação adequada ao tipo de concreto elaborado. Tratando-se das curvas de correlação da resistência à compressão com a velocidade de ondas ultrassônicas, essa diferença foi ainda maior, havendo diversos tipos de curvas, com comportamentos muito diferentes, podendo concluir que a velocidade de ondas ultrassônicas são muito mais sensíveis as mudanças dos fatores do concreto.

**Tabela 4.26 – Curvas e condições de estudo de outros autores para correlação entre  $f_c$  e V**

<b>Autor</b>	<b>Equação</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b><math>f_c</math></b>	<b>Corpo de prova</b>	<b>Agregado</b>
<b>Evangelista (2002)</b>	$f_c=0,0025 \cdot e^{2,138 \cdot V}$	0,69	10,8 a 53,0	Cilindro (150 x 300) mm	Gnaisse (19 mm)
	$f_c=0,0124 \cdot e^{1,8146 \cdot V}$	0,96	10,1 a 46,0	Cilindro (150 x 300) mm	Gnaisse (9,5 mm)
	$f_c=0,0031 \cdot e^{2,062 \cdot V}$	0,92	8,0 a 48,7	Cilindro (150 x 300) mm	Sienito (19 mm)
<b>Machado (2005)</b>	$f_c=0,036 \cdot (V)^{4,696}$	0,64	12,9 a 61,2	Cilindro (150 x 300) mm	Gnaisse (19 mm) e Sienito (19mm)
<b>Qasrawi (2000)</b>	$f_c=36,72 \cdot V - 129,077$	0,9562	6,0 a 72,0	Cubo (150 mm)	Diversos
<b>Shariati et al. (2010)</b>	$f_c=15,533 \cdot V - 34,358$	0,9194	6,0 a 50,0	Cubo (150 mm)	Indeterminado (19 mm)

Fonte: Autor (2017)

Nota:  $f_c$  em MPa e V em km/s

#### 4.4 MÉTODO COMBINADO DE ESCLEROMETRIA E ULTRASSOM

De acordo com o ACI 228.1R (2003) a combinação dos métodos de ultrassom e esclerometria aumenta a acurácia, porém deve-se verificar a viabilidade econômica. Gonçalves (1995) comenta alguns fatores que influenciam os métodos de maneira diferente, como por exemplo a umidade, (que diminui o IE e aumenta o V), podem ter seus efeitos minimizados quando ocorre a combinação dos métodos, aumentando-se a acurácia da estimativa da resistência à compressão.

Foi feito um estudo de regressão múltipla para a determinação do  $R^2$  e da curva adequada, foi possível chegar em dois modelos, um modelo linear e outro não linear. Nas equações os coeficientes a, b e c, são constantes e  $f_c$  é dado em MPa e V em km/s. A Tabela 4.27 mostra os resultados obtidos para os CPs.

**Tabela 4.27 – Modelo de curva e coeficiente de determinação da regressão múltipla para os CPs**

Modelo de curva	a	b	c	$R^2$
$f_c=e^{(a+b \cdot IE+c \cdot V)}$	1,944	0,058	-0,13	0,6551
$f_c=a+b \cdot IE+c \cdot V$	-14,9	1,752	-3,66	0,6385

Fonte: Autor (2017)

Com a utilização do mesmo critério de determinação da melhor curva de correlação simples, o melhor modelo apresentado foi o modelo de curva exponencial que apresentou um coeficiente de determinação de 0,6551, ou seja, o IE e V explicam 65,51% da resistência à compressão dos CPs, nota-se uma pequena melhora de 7,15% no coeficiente comparado com o encontrado nas correlações simples  $f_c$  e IE (0,6115) o que mostra uma dependência marcante de acordo com Assis (2011, apud Palácios, 2012).

Apesar da correlação apresentar uma melhora, muitos autores desconsideram a utilização de uma correlação múltipla quando uma das variáveis explicativas não possui uma correlação com a variável dependente, que é o caso deste estudo, pois a variável dependente que representa a velocidade de ondas ultrassônicas obteve um nível muito baixo de correlação.

A Tabela 4.28 mostra o nível de significância (valor-p) que cada variável explicativa possui em relação a equação gerada, pode-se observar que o valor-p das duas curvas ficou maior que 0,05 para a variável V, o que indica que o mesmo não exerce influência na curva.

**Tabela 4.28 – Nível de significância das variáveis explicativas**

	<b>Exponencial</b>	<b>Linear</b>
	<b>Valor-p</b>	<b>Valor-p</b>
<b>IE</b>	0,001	0,000
<b>V</b>	0,385	0,205

Fonte: Autor (2017)

Para os testemunhos o método combinado não obteve um aumento na acurácia, pois o coeficiente  $R^2$  encontrado na correlação simples da resistência à compressão com o índice esclerométrico foi maior (0,9166) do que o encontrado no estudo de regressão múltipla, que foi de 0,8905 (Tabela 4.29), o que corresponde a uma diminuição de 2,85%, também com o modelo de curva exponencial. Como comentado anteriormente, o fato pode ter acontecido, pois a velocidade de ondas ultrassônicas não é significativa para explicar a resistência à compressão neste trabalho. A Tabela 4.30, apresenta os valores-p encontrados para os TCs.

**Tabela 4.29 - Modelo de curva e  $R^2$  da regressão múltipla dos TCs**

<b>Modelo de curva</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b><math>R^2</math></b>
$f_c=e^{(a+b \cdot IE+c \cdot V)}$	1,228	0,057	0,061	0,8905
$f_c=a+b \cdot IE+c \cdot V$	-38,7	1,74	2,63	0,8373

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 4.30 – Nível de significância das variáveis explicativas**

	<b>Exponencial</b>	<b>Linear</b>
	<b>Valor-p</b>	<b>Valor-p</b>
<b>IE</b>	0,006	0,003
<b>V</b>	0,811	0,605

Fonte: Autor (2017)

Nos blocos houve um aumento de apenas 1,56% no coeficiente  $R^2$ , de 0,8606, valor da correlação de  $f_c$  com IE, foi para 0,8742 na correlação múltipla encontrada na curva exponencial (Tabela 4.31). Porém, da mesma forma que o ocorrido para os CPs e TCs, o valor-p ficou maior que 0,05, o que mostra que V não é significativo para a curva (Tabela 4.30).

**Tabela 4.31 – Modelo de curva e  $R^2$  da regressão múltipla dos blocos**

<b>Modelo de curva</b>	<b>a</b>	<b>b</b>	<b>c</b>	<b><math>R^2</math></b>
$f_c=e^{(a+b \cdot IE+c \cdot V)}$	0,849	0,0556	0,141	0,8787
$f_c=a+b \cdot IE+c \cdot V$	-51,4	1,72	5,15	0,8308

Fonte: Autor (2017)

Tabela 4.32 – Nível de significância das variáveis explícitas

	<b>Exponencial</b>	<b>Linear</b>
	<b>Valor-p</b>	<b>Valor-p</b>
<b>IE</b>	0,003	0,001
<b>V</b>	0,519	0,286

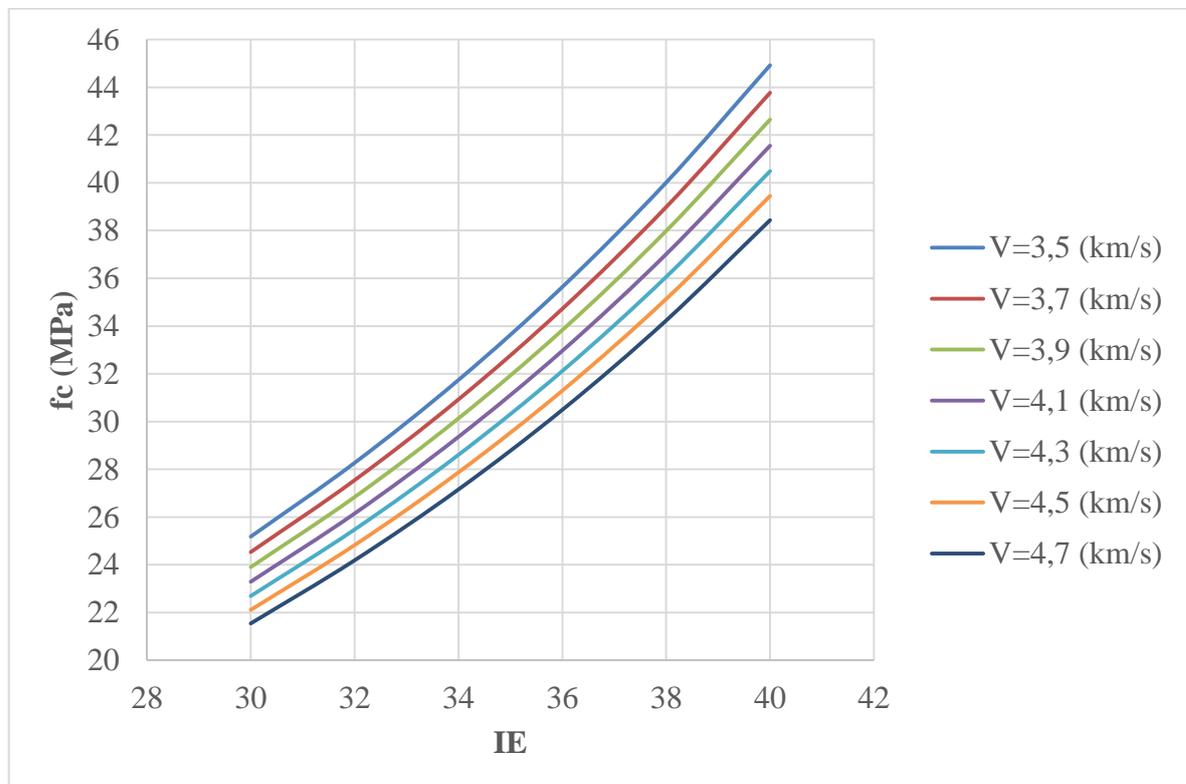
Fonte: Autor (2017)

A Tabela 4.31 apresenta as três curvas com maior R<sup>2</sup> para o método combinado entre f<sub>c</sub>, IE e V dos CPs, TCs e blocos, e as Figuras 4.29, 4.30 e 4.31 apresentam os gráficos de superfície gerados por essas curvas.

Tabela 4.33 – Equações propostas para correlações múltiplas

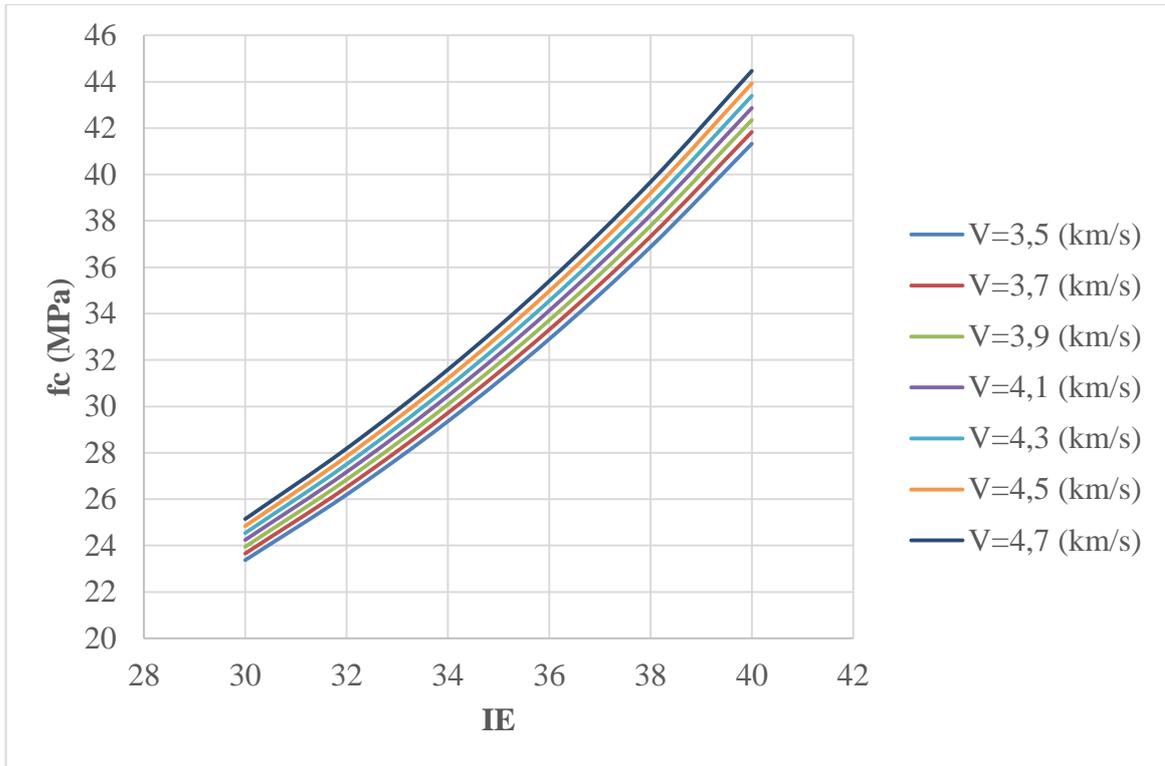
<b>Série</b>	<b>Equação</b>	<b>R<sup>2</sup></b>
<b>CPs</b>	$f_c = e^{(1,944 + 0,0579 \cdot IE - 0,13 \cdot V)}$	0,6552
<b>TCs</b>	$f_c = e^{(1,228 + 0,057 \cdot IE + 0,061 \cdot V)}$	0,8905
<b>Blocos</b>	$f_c = e^{(0,849 + 0,0556 \cdot IE + 0,141 \cdot V)}$	0,8787

Fonte: Autor (2017)

Figura 4.29 – Correlação múltipla entre f<sub>c</sub>, IE e V dos CPs

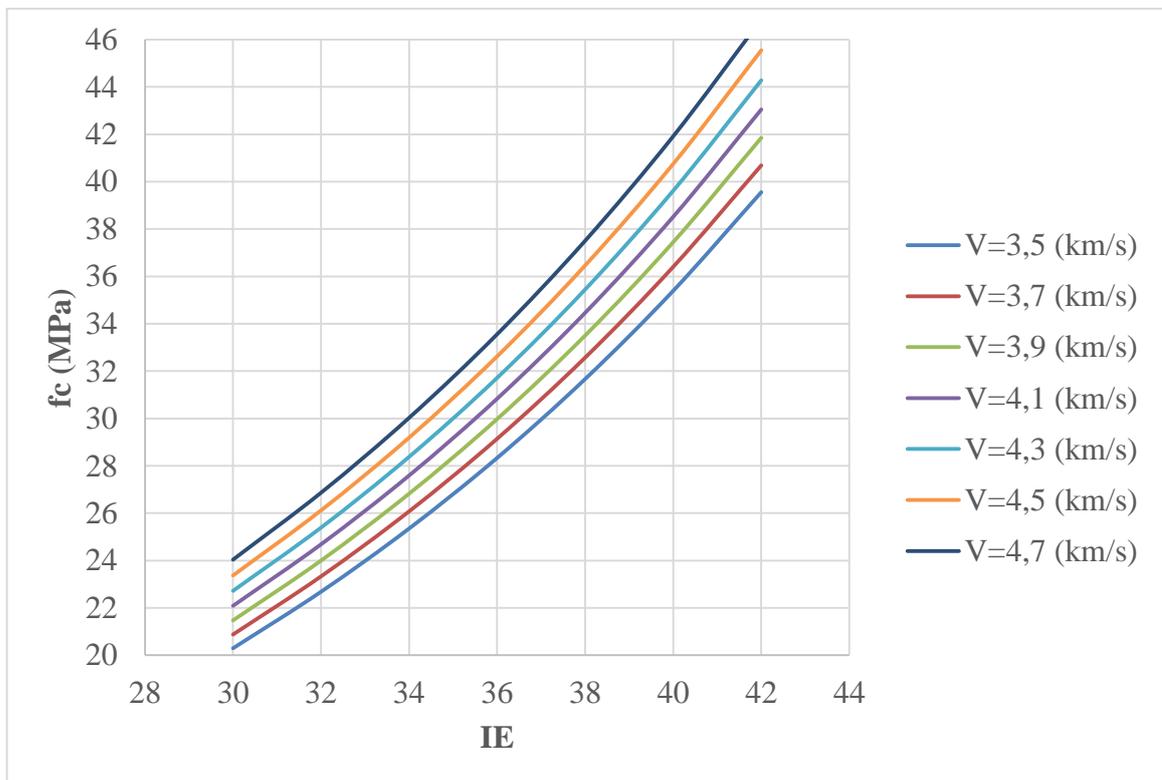
Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.30 – Correlação múltipla entre  $f_c$ , IE e V dos TCs**



Fonte: Autor (2017)

**Figura 4.31 – Correlação múltipla entre  $f_c$ , IE e V dos blocos**



Fonte: Autor (2017)

#### 4.5 ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Com as equações representativas das curvas de correlação obtidas através da relação dos ensaios de esclerometria e velocidade de ondas ultrassônicas com a resistência do concreto a partir dos ensaios de compressão nos CPs e nos TCs são estabelecidas nas Tabelas 4.34 e 4.35 estimativas da resistência do concreto da estrutura representada pelos ensaios realizados na superfície do concreto dos blocos.

**Tabela 4.34 – Estimativa da resistência do concreto a partir das curvas geradas pelos CPs**

Idade	Resistência (MPa)				Desvios (%)		
	Compressão axial (TC)	END			1	2	3
		IE	V	IE-V			
7 dias	22,766	24,58	28,31	23,83	7,95	24,37	4,66
	24,678	26,52	28,29	27,20	7,48	14,62	10,22
	22,728	25,51	28,88	26,35	12,22	27,09	15,94
	29,916	29,47	28,20	30,42	1,49	5,75	1,69
				<b>Média</b>	7,29	17,96	8,13
28 dias	29,828	32,46	31,31	31,91	8,82	4,96	6,98
	30,747	34,72	29,61	35,24	12,92	3,70	14,62
	29,819	33,81	28,85	34,71	13,37	3,24	16,41
	43,238	35,98	31,51	35,77	16,80	27,13	17,28
				<b>Média</b>	12,98	9,76	13,82
91 dias	33,985	35,62	28,55	39,00	4,82	16,00	14,74
	35,33	37,99	28,24	40,49	7,52	20,08	14,61
	31,455	32,79	28,27	34,23	4,24	10,13	8,84
	49,669	45,10	32,64	45,49	9,21	34,29	8,42
				<b>Média</b>	6,45	20,13	11,65

Fonte: Autor (2017)

Nota: 1: desvio entre  $f_{c,cp}$  e  $f_{c,IE}$ ; 2: desvio entre  $f_{c,cp}$  e  $f_{c,V}$ ; 3: desvio entre  $f_{c,cp}$  e  $f_{c,IE}$  e  $V$

Tabela 4.35 – Estimativa da resistência do concreto a partir das curvas geradas pelos TCs

Idade	Resistência (MPa)				Desvios (%)		
	Compressão axial (TC)	END			1	2	3
		IE	V	IE-V			
7 dias	22,77	24,21	27,74	24,60	6,35	21,85	8,04
	24,68	26,07	25,61	26,90	5,64	3,78	8,99
	22,73	25,01	25,45	25,31	10,06	11,98	11,36
	29,92	29,83	26,80	30,87	0,29	10,43	3,18
				<b>Média</b>	5,59	12,01	7,89
28 dias	29,83	34,34	38,53	35,57	15,14	29,18	19,24
	30,75	38,07	33,05	37,94	23,82	7,50	23,38
	29,82	36,54	30,27	36,57	22,54	1,51	22,65
	43,24	40,24	39,14	39,93	6,94	9,47	7,66
				<b>Média</b>	17,11	11,91	18,23
91 dias	33,99	39,63	25,38	37,73	16,60	25,32	11,03
	35,33	43,81	27,19	41,15	24,01	23,05	16,47
	31,46	34,87	27,42	35,00	10,87	12,81	11,26
	49,67	57,28	42,51	51,44	15,32	14,42	3,56
				<b>Média</b>	16,70	18,90	10,58

Fonte: Autor (2017)

Nota: 1: desvio entre  $f_{c,tc}$  e  $f_{c,IE}$ ; 2: desvio entre  $f_{c,tc}$  e  $f_{c,V}$ ; 3: desvio entre  $f_{c,tc}$  e  $f_{c,IE}$  e  $V$

Pelos resultados indicados nas Tabelas 4.34 e 4.35 verifica-se a maior exatidão para estimar a resistência do concreto da estrutura utilizando-se a equação obtida através da correlação simples entre  $f_c$  e IE, a média dos desvios para essa situação ficou próximo aos 10%, sendo de 11,02%. Já a pior situação foi para as curvas geradas a partir da correlação simples entre  $f_c$  e V, a média dos desvios ficou em 15,11%, ultrapassando 15%. Para a correlação múltipla a média dos desvios ficou em 11,72%, muito próxima a primeira situação, comprovando que o método não obteve melhora para o presente trabalho.

Com o estudo realizado neste capítulo é possível notar que as resistências atribuídas pelos ENDS são majoradas em relação a resistência real da estrutura, no âmbito da engenharia isso não é aconselhável, pois trabalha-se sempre com a minoração desta propriedade para garantir a segurança da estrutura. Portanto, aconselha-se utilizar um fator de segurança, para minorar a resistência final obtida pelas curvas de correlação, esse fator pode ser de 10%, visto que o erro médio obtido foi próximo a esse valor.

## 5 CONCLUSÃO

Esta pesquisa teve como objetivo contribuir para uma melhor precisão das técnicas não destrutivas de estimativa da resistência à compressão do concreto usado na cidade de Maringá. No estudo realizado apresenta-se uma revisão bibliográfica acerca de ensaios não destrutivos e destrutivos, a metodologia aplicada no programa experimental que englobou ensaios de velocidade de ondas ultrassônicas, índices esclerométricos e resistência à compressão de 4 diferentes concretos coletados em obras da cidade de Maringá, e os resultados e análises por eles apresentados. Pode-se destacar os principais:

Os ensaios realizados e a análise estatística desenvolvida mostraram que não houve diferenças significativas nos valores de resistência à compressão do concreto obtido através dos ensaios nos corpos de prova cilíndricos e nos testemunhos de concreto.

O estudo paramétrico através do método Anova de medidas repetidas mostrou que há diferenças não desprezíveis entre os resultados de esclerometria obtidos nos CPs, TCs e bloco.

Independentemente do  $f_{ck}$  nominal e da idade de cada concreto, os valores dos IEs obtidos nos ensaios realizados diretamente na superfície de concreto dos blocos, mantiveram-se acima daqueles valores obtidos através dos ensaios nos CPs e TCs.

Foi observada uma relação direta entre os valores de resistência e de esclerometria confirmando assim o que é indicado na literatura, sendo que a correlação entre esses parâmetros se apresentou melhor quando obtida a partir dos TCs ( $R^2=0,92$ ) em relação a correlação obtida a partir dos CPs ( $R^2=0,61$ ).

O equipamento de ultrassom, apesar de fácil operacionalização, deve ser manuseado por pessoal técnico e especializado na execução do ensaio a fim de evitar erros nas leituras e consequentemente perda de dados.

A relação entre  $V$  e  $f_c$  a partir dos ensaios realizados nos TCs, obtida neste estudo não se mostrou forte, tendo-se grau de determinação de apenas  $R^2=0,58$ , ou seja, da mesma ordem de grandeza do grau de determinação obtido no ensaio esclerométrico a partir dos ensaios realizados nos CPs.

Nesta pesquisa, da mesma forma como já observado em outras pesquisas, verificou-se que a estimativa da resistência à compressão do concreto não pode ser obtida, com exatidão aceitável, utilizando-se equações em que a única variável seja o valor da velocidade de propagação da onda ultrassônica.

A correlação múltipla entre os parâmetros IE, V e  $f_c$  melhorou em apenas 7% o coeficiente de determinação em relação ao obtido a partir da correlação simples entre IE e  $f_c$  dos ensaios de esclerometria realizados nos CPs.

A correlação múltipla entre os parâmetros IE, V e  $f_c$  não melhorou o coeficiente de determinação em relação ao obtido a partir da correlação simples entre IE e  $f_c$  dos ensaios de esclerometria realizados nos TCs.

Os valores de resistência à compressão gerados pelas curvas de correlação, em geral, obtiveram valores maiores que o da resistência real da estrutura, portanto, aconselha-se o uso de um fator de segurança, podendo o mesmo ser de 10%, para garantir uma segurança maior para a estimativa da resistência.

O estudo mostra que o ensaio esclerométrico é mais eficiente para estimar a resistência à compressão do concreto, porém deve-se ter cuidado principalmente no tipo de superfície analisada, os materiais constituintes do concreto também alteram a relação, mas por se tratar de um ensaio que mede a dureza superficial do concreto, ele é muito sensível ao tipo de superfície analisada, fato comprovado na análise entre os IEs encontrados em cada elemento.

A correlação feita a partir da velocidade de propagação de onda ultrassônica, apesar de não apresentar resultados satisfatórios, pode-se verificar que o tipo de superfície analisada não interfere nos resultados, porém é muito mais sensível aos materiais constituintes do concreto. Assim, um ensaio supriria a deficiência encontrada no outro, podendo chegar a melhores resultados.

Sugere-se que sejam feitos novos estudos para verificar a acurácia do método de velocidade de ondas ultrassônicas, e que sejam utilizados um número maior de testemunhos de concreto, visto que os resultados foram melhores em relação aos corpos de prova cilíndricos.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, J. M. A., SILVA, B. V., DÉSIR, J. M. Resistência à compressão simples de concretos através da extração de testemunhos com pequenas dimensões. In: 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014, Natal. IBRACON. p. 1-10.

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

\_\_\_\_\_ **ACI 318**. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Detroit, 1995

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C42**. Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete. West Conshohocken, 2004.

\_\_\_\_\_ **ASTM C597**. Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete. West Conshohocken, 2009.

\_\_\_\_\_ **ASTM C805**. Rebound Hammer Determination of Compressive Strength of Hardened Concrete. West Conshohocken, 2013.

ASOCIACIÓN MERCOSUR DE NORMALIZACIÓN. **NM 58**. Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica, 1996.

\_\_\_\_\_ **NM 78**. Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

\_\_\_\_\_ **NBR 5739**. Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_ **NBR 7584**. Concreto endurecido: Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_ **NBR 7680**. Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro, 2015.

\_\_\_\_\_ **NBR 8802**. Concreto endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro, 2013.

\_\_\_\_\_ **NBR 11768**. Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Requisitos. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_ **NBR 12655**. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 1881: Part 120.** Method for determination of the compressive strength of concrete cores. London, 1983.

\_\_\_\_\_. **BS 1881: Part 201.** Guide to the use of nondestructive methods os test for hardned concrete. London, 1986.

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

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

CAETANO, H. F. S. **Ensaio não destrutivo para a caracterização de materiais cimentícios nas primeiras idades.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2013. 110p.

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

COSTA, R. M. A importância do material acoplante no ensaio de ultrassonografia. **TÉCHNE – Revista do Engenheiro Civil.** São Paulo, n.191, p.54-56, janeiro/2013.

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

ESCOBAR, C. J., CRUZ, D. A., FABRO, G. Avaliação de desempenho do ensaio de esclerometria na determinação da resistência do concreto endurecido. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto, 2008, Salvador. IBRACON. p. 1-16.

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

GONÇALVES, A. “In situ concrete strength estimation. Simultaneous use of cores, rebound hammer and pulse velocity”, International Symposium NDT in Civil Engineering, Germany, 1995, p. 977-984.

LOPES, Y. D. **Estimativa da resistência do concreto à compressão por meio de ensaios não destrutivos: Estudo de caso.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá, Maringá, 2016. 154p.

MACHADO, M. D. **Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos.** Dissertação de Mestrado em Ciências em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005. 265p.

MACHADO, M. D., SHEHATA, L. C. D., SHEHATA, I. A. E. M. Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**, v. 2, n. 2, p. 112-123, junho/2009.

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

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto.** Trad. Salvador e Giammusso. 2ª Edição. São Paulo: PINI, 1997.

PALÁCIOS, M. D. P. G. **Emprego de ensaios não destrutivos e de extração de testemunhos na avaliação da resistência à compressão do concreto.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

PEDROSO, F. L. Concreto: as origens e a evolução do material construtivo mais usado pelo homem. **Concreto e Construções**, São Paulo, n. 53, p. 14-19, 2009.

QASRAWI, H. Y. "Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted". *Cement and Concrete Research*, Jordan, May, 2000. P. 739-746.

SAHUINCO, M. H. C. **Utilização de métodos não destrutivos e semi-destrutivos na avaliação de pontes de concreto.** Dissertação de Mestrado em Engenharia, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011. 170p.

SAMANIEGO, Y. T. M. **Ensaio não destrutivo para avaliação da resistência do concreto: estudo de aplicação em obras.** Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Brasília, 2014. 182p.

SAMPAIO, C. M. C. P. **Caracterização do betão através de técnicas não-destrutivas.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2010. 68p.

SANTOS, A. Pesquisa ressalta presente e futuro do concreto. **Cimento Itambé.** São Paulo, set. 2013. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/pesquisa-ressalta-presente-e-futuro-do-concreto/>>. Acesso 01 maio 2017.

SHARIATI, M. et al. "Assessing the strength of reinforced concrete structures through Ultrasonic Pulse Velocity and Schmidt Rebound Hammer tests". *Scientific Research and Essays*, Malaysia, v. 6, n. 1, p. 213-220, jan. 2011.

SILVA FILHO, L. C. P., HELENE, P. **Concreto: Ciência e tecnologia.** IBRACON, 2011.

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

## APÊNDICE A

### RESULTADOS EXPERIMENTAIS - $f_c$

**Tabela A.1 – Valores individuais das resistências de cada CP por idade**

Concreto	Idade (dias)	n° CP	$f_c$ (MPa)	Média (MPa)	$\sigma$ (MPa)	CV (%)	Média final (MPa)
<b>A</b>	7	1	26,130	26,07	0,11	0,43	26,07
		2	26,111				
		3	26,160				
		4	25,877				
	14	5	25,674	26,09	0,57	2,19	26,09
		6	25,845				
		7	25,756				
		8	27,068				
	28	9	26,993	26,68	0,53	1,98	26,68
		10	27,099				
		11	26,859				
		12	25,780				
	56	13	32,799	31,90	1,85	5,81	31,90
		14	33,178				
		15	32,925				
		16	28,698				
	91	17	37,246	38,19	3,00	7,85	38,19
		18	34,154				
		19	38,895				
		20	42,460				
<b>B</b>	7	1	25,107	24,39	2,23	9,16	24,39
		2	25,660				
		3	20,585				
		4	26,227				
	14	5	27,047	25,97	0,64	2,47	25,97
		6	25,362				
		7	25,672				
		8	25,808				
	28	9	25,524	26,02	0,64	2,46	26,02
		10	25,263				
		11	26,560				
		12	26,751				
	56	13	37,005	36,40	0,83	2,29	36,40
		14	35,958				
		15	37,367				
		16	35,267				
	91	17	36,115	36,24	1,06	2,91	36,24
		18	36,183				
		19	37,817				
		20	34,842				

<b>Concreto</b>	<b>Idade (dias)</b>	<b>n° CP</b>	<b>fc (MPa)</b>	<b>Média (MPa)</b>	<b><math>\sigma</math> (MPa)</b>	<b>CV (%)</b>	<b>Média final (MPa)</b>
<b>C</b>	7	1	26,277	26,09	0,31	1,20	26,09
		2	26,129				
		3	26,377				
		4	25,565				
	14	5	25,837	26,52	0,54	2,02	26,52
		6	26,576				
		7	26,339				
		8	27,323				
	28	9	26,621	26,62	0,26	0,98	26,62
		10	26,931				
		11	26,704				
		12	26,212				
	56	13	36,297	36,30	0,82	2,25	36,30
		14	36,204				
		15	37,504				
		16	35,202				
	91	17	39,829	35,54	2,65	7,45	35,54
		18	33,999				
		19	32,843				
		20	35,486				
<b>D</b>	7	1	26,389	26,49	0,15	0,58	26,49
		2	26,302				
		3	26,577				
		4	26,692				
	14	5	26,744	26,99	0,48	1,79	26,99
		6	26,326				
		7	27,519				
		8	27,384				
	28	9	26,817	26,69	0,43	1,62	26,69
		10	27,337				
		11	26,267				
		12	26,321				
	56	13	36,372	36,10	1,86	5,14	36,10
		14	38,175				
		15	33,104				
		16	36,765				
	91	17	44,135	41,22	1,71	4,14	41,22
		18	40,626				
		19	40,294				
		20	39,832				

Fonte: Autor (2017)

**Tabela A.2 – Valores individuais das resistências de cada TC por idade**

<b>Concreto</b>	<b>Idade (dias)</b>	<b>n° TC</b>	<b>fc (MPa)</b>	<b>Média (MPa)</b>	<b><math>\sigma</math> (MPa)</b>	<b>CV (%)</b>	<b>Média final (MPa)</b>
<b>A</b>	7	1	23,385	22,77	0,62	2,72	21,27
		2	22,147				
	28	3	29,666	29,83	0,16	0,54	27,87
		4	29,989				
	91	5	34,427	33,99	0,44	1,30	31,75
		6	33,544				
<b>B</b>	7	1	26,623	24,68	1,94	7,88	24,68
		2	22,734				
	28	3	21,999*	26,37	4,37	16,59	28,72
		4	30,747				
	91	5	36,064	35,33	0,73	2,08	35,33
		6	34,595				
<b>C</b>	7	1	21,910	22,73	0,82	3,60	22,73
		2	23,547				
	28	3	30,058	29,82	0,24	0,80	29,82
		4	29,580				
	91	5	29,216	31,45	2,24	7,12	31,45
		6	33,693				
<b>D</b>	7	1	30,479	29,92	0,56	1,88	29,92
		2	29,353				
	28	3	41,984	43,24	1,25	2,90	43,24
		4	44,493				
	91	5	50,680	49,67	1,01	2,04	49,67
		6	48,658				

Fonte: Autor (2017)

Nota: (\*) Valor eliminado da média

## APÊNDICE B

### RESULTADOS EXPERIMENTAIS - IE

**Tabela B.1 – Valores individuais de IE de cada CP por idade**

Concreto	Idade (dias)	nº CP	IE	Média	$\sigma$	CV (%)	k	Média final
<b>A</b>	7	1	31,500	29,96	1,27	4,25	1,0050	30,11
		2	30,857					
		3	28,333					
		4	29,143					
	14	5	31,500	31,88	0,79	2,47	0,9988	31,84
		6	32,143					
		7	30,875					
		8	33,000					
	28	9	33,750	32,57	1,34	4,11	1,0063	32,78
		10	32,778					
		11	33,429					
		12	30,333					
	56	13	35,778	35,08	0,44	1,25	1,0076	35,35
		14	34,556					
		15	35,000					
		16	35,000					
	91	17	36,111	36,33	0,89	2,46	0,9975	36,24
		18	35,333					
		19	36,111					
		20	37,778					
<b>B</b>	7	1	30,778	31,03	0,77	2,48	1,0063	31,23
		2	31,625					
		3	29,889					
		4	31,833					
	14	5	35,000	34,59	1,06	3,05	0,9889	34,21
		6	34,250					
		7	36,000					
		8	33,111					
	28	9	34,625	34,91	0,32	0,91	1,0088	35,21
		10	35,222					
		11	34,556					
		12	35,222					
	56	13	36,778	36,48	0,70	1,93	0,9913	36,16
		14	37,444					
		15	36,111					
		16	35,571					
	91	17	37,556	36,61	0,61	1,67	1,0038	36,75
		18	36,667					
		19	36,333					

20 35,889

Concreto	Idade (dias)	n° CP	IE	Média	$\sigma$	CV (%)	k	Média final
<b>C</b>	7	1	28,625	30,25	1,29	4,26	1,0013	30,29
		2	30,875					
		3	29,500					
		4	32,000					
	14	5	32,500	32,71	0,36	1,11	1,0063	32,91
		6	33,000					
		7	33,111					
		8	32,222					
	28	9	33,111	34,08	0,57	1,68	0,9975	34,00
		10	34,222					
		11	34,444					
		12	34,556					
	56	13	35,778	35,97	0,40	1,12	0,9950	35,79
		14	35,778					
		15	35,667					
		16	36,667					
	91	17	35,889	35,94	0,24	0,67	0,9988	35,90
		18	35,889					
		19	36,333					
		20	35,667					
<b>D</b>	7	1	34,500	34,23	0,34	1,00	0,9913	33,93
		2	-					
		3	34,444					
		4	33,750					
	14	5	33,167	33,97	2,24	6,58	1,0025	34,06
		6	36,500					
		7	30,714					
		8	35,500					
	28	9	37,333	37,48	0,44	1,17	0,9938	37,24
		10	37,125					
		11	38,222					
		12	37,222					
	56	13	40,333	39,89	0,66	1,66	1,0000	39,89
		14	40,444					
		15	38,778					
		16	40,000					
	91	17	40,222	40,36	0,34	0,83	0,1004	4,05
		18	40,556					
		19	40,778					
		20	39,889					

Fonte: Autor (2017)

**Tabela B.2 – Valores individuais de IE de cada TC por idade**

Concreto	Idade (dias)	n° TC	IE	Média	$\sigma$	CV (%)	k	Média final
A	7	1	-	27,80	0,00	0,00	1,0050	27,94
		2	27,800					
	28	3	32,222	32,75	0,53	1,62	1,0063	32,96
		4	33,286					
	91	5	33,667	33,72	0,06	0,16	0,9975	33,64
		6	33,778					
B	7	1	32,714	31,11	1,61	5,17	1,0063	31,30
		2	29,500					
	28	3	34,750	35,38	0,63	1,77	1,0088	35,69
		4	36,000					
	91	5	36,667	36,91	0,24	0,64	1,0038	37,04
		6	37,143					
C	7	1	29,857	28,60	1,26	4,41	1,0013	28,63
		2	27,333					
	28	3	34,333	35,44	1,11	3,14	0,9975	35,36
		4	36,556					
	91	5	36,889	36,17	0,72	2,00	0,9988	36,12
		6	35,444					
D	7	1	-	-	-	-	-	-
		2	-					
	28	3	38,500	39,50	1,00	2,53	0,9938	39,25
		4	40,500					
	91	5	40,556	40,40	0,15	0,38	1,0000	40,40
		6	40,250					

Fonte: Autor (2017)

Nota: (-) Valor perdido por erro no ensaio

**Tabela B.3 – Valores individuais de IE de cada bloco por idade**

Concreto	Idade (dias)	IE	k	Média final
A	7	30,153	1,0050	30,30
	28	36,313	1,0063	36,54
	91	38,222	0,9975	38,13
B	7	31,900	1,0063	32,10
	28	37,250	1,0101	37,63
	91	39,222	1,0038	39,37
C	7	31,125	1,0013	31,16
	28	37,200	0,9975	37,11
	91	36,556	0,9988	36,51
D	7	34,667	0,9913	34,37
	28	38,556	0,9938	38,32
	91	42,667	1,0000	42,67

Fonte: Autor (2017)

## APÊNDICE C

### RESULTADOS EXPERIMENTAIS - V

Tabela C.1 – Valores individuais de V de cada CP por idade

Concreto	Idade (dias)	n° CP	V (km/s)	Média (km/s)	$\sigma$ (km/s)	CV (%)	Média final (km/s)
<b>A</b>	7	1	4,406	4,46	0,04	0,87	4,46
		2	4,485				
		3	4,504				
		4	4,436				
	14	5	3,593	3,54	0,19	5,33	3,54
		6	3,697				
		7	3,217				
		8	3,642				
	28	9	3,989	4,12	0,18	4,33	4,12
		10	4,046				
		11	4,029				
		12	4,431				
	56	13	4,051	4,05	0,03	0,69	4,05
		14	4,089				
		15	4,010				
		16	4,053				
	91	17	3,687	3,71	0,04	1,13	3,71
		18	3,776				
		19	3,705				
		20	3,664				
<b>B</b>	7	1	3,981	3,94	0,03	0,78	3,94
		2	3,950				
		3	3,898				
		4	3,924				
	14	5	4,454	4,50	0,05	1,19	4,50
		6	4,550				
		7	4,447				
		8	4,565				
	28	9	4,479	4,48	0,01	0,19	4,48
		10	4,491				
		11	4,479				
		12	4,467				
	56	13	4,553	4,50	0,04	0,86	4,50
		14	4,472				
		15	4,511				
		16	4,452				
	91	17	4,576	4,56	0,03	0,76	4,56
		18	4,564				
		19	4,597				
		20	4,504				

<b>Concreto</b>	<b>Idade (dias)</b>	<b>n° CP</b>	<b>V (km/s)</b>	<b>Média (km/s)</b>	<b><math>\sigma</math> (km/s)</b>	<b>CV (%)</b>	<b>Média final (km/s)</b>
<b>C</b>	7	1	3,695	3,77	0,04	1,14	3,77
		2	3,775				
		3	3,782				
		4	3,810				
	14	5	3,727	3,83	0,07	1,72	3,83
		6	3,816				
		7	3,886				
		8	3,888				
	28	9	4,346	4,34	0,01	0,32	4,34
		10	4,346				
		11	4,349				
		12	4,315				
	56	13	4,270	4,25	0,02	0,44	4,25
		14	4,222				
		15	4,264				
		16	4,255				
	91	17	4,285	4,28	0,01	0,35	4,28
		18	4,273				
		19	4,300				
		20	4,260				
<b>D</b>	7	1	4,133	4,08	0,03	0,81	4,08
		2	4,094				
		3	4,062				
		4	4,046				
	14	5	4,625	4,62	0,04	0,95	4,62
		6	4,552				
		7	4,654				
		8	4,664				
	28	9	4,698	4,51	0,24	5,37	4,51
		10	4,611				
		11	4,622				
		12	4,090				
	56	13	4,683	4,65	0,02	0,45	4,65
		14	4,643				
		15	4,626				
		16	4,658				
	91	17	4,696	4,66	0,03	0,58	4,66
		18	4,685				
		19	4,634				
		20	4,640				

Fonte: Autor (2017)

Tabela C.2 – Valores individuais de V de cada TC por idade

Concreto	Idade (dias)	n° TC	V (km/s)	Média (km/s)	$\sigma$ (km/s)	CV (%)	Média final (km/s)
A	7	1	4,371	4,26	0,11	2,64	4,26
		2	4,146				
	28	3	4,369	4,38	0,01	0,16	4,38
		4	4,383				
	91	5	3,949	3,89	0,05	1,40	3,89
		6	3,840				
B	7	1	3,827	3,79	0,04	0,94	3,79
		2	3,756				
	28	3	4,307	4,39	0,09	1,96	4,39
		4	4,479				
	91	5	4,364	4,41	0,04	1,02	4,41
		6	4,454				
C	7	1	3,488	3,53	0,04	1,09	3,53
		2	3,565				
	28	3	4,177	4,16	0,01	0,32	4,16
		4	4,150				
	91	5	4,111	4,06	0,05	1,27	4,06
		6	4,008				
D	7	1	3,920	3,98	0,06	1,50	3,98
		2	4,039				
	28	3	4,566	4,59	0,02	0,49	4,59
		4	4,611				
	91	5	4,587	4,58	0,01	0,26	4,58
		6	4,563				

Fonte: Autor (2017)

Tabela C.3 – Valores individuais de V de cada bloco por idade

Concreto	Idade (dias)	Ponto	V (km/s)	Média (km/s)	$\sigma$ (km/s)	CV (%)	Média final (km/s)
A	7	1	4,072	4,06	0,01	0,36	4,06
		2	4,043				
	28	3	4,500	4,49	0,01	0,28	4,49
		4	4,475				
	91	5	3,989	3,76	0,23	6,20	3,76
		6	3,523				
B	7	1	3,855	3,84	0,01	0,36	3,84
		2	3,827				
	28	3	4,342	4,31	0,03	0,72	4,31
		4	4,280				
	91	5	3,971	3,99	0,02	0,59	3,99
		6	4,018				
C	7	1	3,685	3,68	0,00	0,03	3,68
		2	3,683				
	28	3	4,206	4,20	0,01	0,24	4,20
		4	4,186				
	91	5	4,145	4,04	0,11	2,70	4,04
		6	3,927				
D	7	1	4,012	3,99	0,03	0,64	3,99
		2	3,961				
	28	3	4,476	4,50	0,03	0,63	4,50
		4	4,533				
	91	5	4,621	4,61	0,01	0,30	4,61
		6	4,593				

Fonte: Autor (2017)