



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA**  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL  
CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA COM O TEMPO DE  
CONCRETOS CONVENCIONAIS E COM SÍLICA ATIVA  
CONFECCIONADOS COM MATERIAIS LOCAIS

NORMANDO LIMA DE OLIVEIRA FILHO

CAMPINA GRANDE  
DEZEMBRO-1999

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
ÁREA: GEOTECNIA

EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA COM O TEMPO DE  
CONCRETOS CONVENCIONAIS E COM SÍLICA ATIVA  
CONFECCIONADOS COM MATERIAIS LOCAIS

NORMANDO LIMA DE OLIVEIRA FILHO

CAMPINA GRANDE, DEZEMBRO/1999

NORMANDO LIMA DE OLIVEIRA FILHO  
ENGENHEIRO CIVIL

EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA COM O TEMPO DE CONCRETOS  
CONVENCIONAIS E COM SÍLICA ATIVA CONFECCIONADOS COM MATERIAIS  
LOCAIS

Dissertação apresentada ao curso de Pós-  
Graduação em engenharia civil da Universidade  
Federal da Paraíba, Campus II, em cumprimento  
as exigências para obtenção do grau de Mestre.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Prof. Dr. Eng. NORMANDO PERAZZO BARBOSA  
ORIENTADOR

CAMPINA GRANDE – DEZEMBRO/1999

EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA COM O TEMPO DE CONCRETOS  
CONVENCIONAIS E COM SÍLICA ATIVA CONFECCIONADOS COM MATERIAIS  
LOCAIS

NORMANDO LIMA DE OLIVEIRA FILHO

Dissertação aprovada em:

  
Prof. Dr. Eng. NORMANDO PERAZZO BARBOSA  
ORIENTADOR

  
Prof. Dr. Eng. HEBER CARLOS FERREIRA  
1º EXAMINADOR

  
Prof. Dr. Eng. RÔMULO DE FREITAS PAIXÃO  
2º EXAMINADOR

CAMPINA GRANDE / DEZEMBRO / 1999

---

Este trabalho é dedicado

Aos meus pais, Normando e Ivone

Aos meus irmãos, Lúcia, Sandro e Marcelo

Aos meus amigos Fabricio, Fabiana e Cristina e  
minha namorada Cristiane

## AGRADECIMENTOS

Ao professor Normando Perazzo Barbosa, Dr. Eng., do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, pela orientação;

Ao engenheiro Cláudio Mathias, funcionário do LABEME – Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas, Centro de Tecnologia/ Campus I/UFPB, pelas sugestões e constante incentivo;

À Cimento Eldorado, da Camargo Correia, pela doação da sílica ativa ao Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas da UFPB;

A todos os colegas de curso, em especial à Eugênio, Luiz Eduardo, Walker e Andreia, pelo apoio e companheirismo;

A meus pais Normando e Ivone e meus irmãos Lúcia, Sandro e Marcelo, pelo constante apoio;

A todos que, de uma maneira ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho.

## LISTA DAS FIGURAS

	Página.
Figura 2.1 Esquema ilustrativo do processo de fabricação do cimento Portland.....	06
Figura 2.2 Esquema ilustrativo da evolução da hidratação da pasta de cimento em função do fator água/ materiais cimentícios.....	16
Figura 2.3 Esquema ilustrativo do processo de produção do silício metálico e obtenção da sílica ativa.....	22
Figura 2.4 Ilustração da atuação da Sílica Ativa na interface agregado - matriz pasta de cimento.....	41
Figura 3.1 Ensaio de Abatimento de Tronco de Cone (Slump Test).....	52
Figura 3.2 Ensaio de Ruptura à Compressão Simples.....	53
Figura 3.3 Corpos de prova rompidos à compressão simples.....	54
Figura 3.4 Ensaio de Ultra-som com aparelho PUNDIT em corpos de prova cilíndricos de concreto.....	54
Figura 4.1 Evolução da resistência à compressão do C25 e C30 obtidos na 1ª etapa do trabalho.....	56
Figura 4.2 - Evolução da resistência do C25 com teores variados de sílica ativa.....	57
Figura 4.3 - Evolução da resistência do C 30 com teores variados de sílica ativa.....	57
Figura 4.4.- Evolução da resistência do C25 com fator $x/(c + m)=0,45$ e teores variados de sílica ativa.....	57

Figura 4.5.- Evolução da resistência do C25 com fator $x/(c + m)=0,40$ e teores variados de sílica ativa.....	58
Figura 4.6.- Evolução da resistência do C30 com fator $x/(c + m)=0,40$ e teores variados de sílica ativa.....	58
Figura 4.7.- Evolução da resistência do C30 com fator $x/(c + m)=0,35$ e teores variados de sílica ativa.....	59
Figura 4.8 – Evolução da resistência com o tempo do C25 de origem com $x/(c+m) = 0,40$ , com teores variados de sílica ativa e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	60
Figura 4.9 – Evolução da resistência com o tempo do C25 de origem com $x/(c+m) = 0,37$ , com teores variados de sílica ativa e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	60
Figura 4.10 – Evolução da resistência com o tempo do C30 de origem com $x/(c+m) = 0,35$ , com teores variados de sílica ativa e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	61
Figura 4.11 – Evolução da resistência com o tempo do C30 de origem com $x/(c+m) = 0,32$ , com teores variados de sílica ativa e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	61
Figura 4.12 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 0% de SA e um fator $x/(C+SA) = 0,40$ .....	65
Figura 4.13 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 05% de SA e um fator $x/(C+SA) = 0,40$ .....	66
Figura 4.14 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 08% de SA e um fator $x/(C+SA) = 0,40$ .....	66
Figura 4.15 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 12% de SA e um fator $x/(C+SA) = 0,40$ .....	66
Figura 4.16 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 0% de SA e um fator $x/(C+SA) = 0,35$ .....	67

Figura 4.17 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 05% de SA e um fator $x/(C+SA) = 0,35$ .....	67
Figura 4.18 –Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25.....	69
Figura 4.19 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30.....	69
Figura 4.20 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com 05% de sílica ativa.....	69
Figura 4.21 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 05% de sílica ativa.....	70
Figura 4.22 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 05% de sílica ativa.....	70
Figura 4.23 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 05% de sílica ativa.....	70
Figura 4.24 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 05% de sílica ativa.....	71
Figura 4.25 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,35$ e 05% de sílica ativa.....	71
Figura 4.26 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,48$ e 08% de sílica ativa.....	71
Figura 4.27 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 08% de sílica ativa.....	72

Figura 4.28 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 08% de sílica ativa.....	72
Figura 4.29 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 08% de sílica ativa.....	72
Figura 4.30 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 08% de sílica ativa.....	73
Figura 4.31 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,35$ e 08% de sílica ativa.....	73
Figura 4.32 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,48$ e 12% de sílica ativa.....	73
Figura 4.33 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 12% de sílica ativa.....	74
Figura 4.34 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 12% de sílica ativa.....	74
Figura 4.35 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 12% de sílica ativa.....	74
Figura 4.36 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 12% de sílica ativa.....	75
Figura 4.37 – Curvas de Resistência Teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,35$ e 12% de sílica ativa.....	75

Figura 4.38 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,48$ e 05% de sílica ativa.....	76
Figura 4.39 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 05% de sílica ativa.....	77
Figura 4.40 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 05% de sílica ativa.....	77
Figura 4.41 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 05% de sílica ativa.....	77
Figura 4.42 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 05% de sílica ativa.....	78
Figura 4.43 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,35$ e 05% de sílica ativa.....	78
Figura 4.44 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,48$ e 08% de sílica ativa.....	78
Figura 4.45 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 08% de sílica ativa.....	79
Figura 4.46 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 08% de sílica ativa.....	79
Figura 4.47 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 08% de sílica ativa.....	79

Figura 4.48 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 08% de sílica ativa.....	80
Figura 4.49 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,35$ e 08% de sílica ativa.....	80
Figura 4.50 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,48$ e 12% de sílica ativa.....	80
Figura 4.51 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 12% de sílica ativa.....	81
Figura 4.52 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 12% de sílica ativa.....	81
Figura 4.53 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,45$ e 12% de sílica ativa.....	81
Figura 4.54 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,40$ e 12% de sílica ativa.....	82
Figura 4.55 – Curvas de Resistência Teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com $x/(C+SA) = 0,35$ e 012% de sílica ativa.....	82
Figura 4.56 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com $x/(C+SA) = 0,45$ e 12% de sílica ativa.....	83
Figura 4.57 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com $x/(C+SA) = 0,40$ e 12% de sílica ativa.....	84

Figura 4.58 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com $x/(C+SA) = 0,35$ e 12% de sílica ativa.....	84
Figura 4.59 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 12% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ .....	85
Figura 4.60 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 0% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ .....	86
Figura 4.61 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 5% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ .....	84
Figura 4.62 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 8% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ .....	87
Figura 4.63 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 0% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	87
Figura 4.64 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 5% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	88
Figura 4.65 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 8% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	88
Figura 4.66 – Curva de Regressão do Ensaio Ultra – sônico ( $V \times f_{cm}$ ), para os concretos com 12% de sílica ativa e independente do fator $x/(C+SA)$ e tendo seixo rolado como agregado graúdo.....	89

## LISTA DE QUADROS

	Página.
Quadro 2.1 – Óxidos presentes no cimento Portland comum, segundo a NBR 5732/91.....	06
Quadro 2.2 – Compostos presentes no clínquer formados pela combinação dos óxido.....	07
Quadro 2.3 – Influência da relação aluminato / sulfato na característica de pega da pasta de cimento.....	10
Quadro 2.4 – Calores de hidratação em função da idade dos componentes potenciais do cimento.....	13
Quadro 2.5 – Propriedades complementares do CPI.....	24
Quadro 2.6 – Teores dos componentes do cimento Portland composto.....	25
Quadro 2.7 – Quadro comparativo entre a resistência da pasta de cimento de diversos tipos em função da idade.....	25
Quadro 2.8 – Níveis de resistência de algumas rochas brasileiras estudadas por Gonçalves et al (1994).....	28

## LISTA DAS TABELAS

	Página.
Tabela 3.1. Composição granulométrica do agregado miúdo.....	46
Tabela 3.2. Características físicas do agregado miúdo.....	47
Tabela 3.3. Composição granulométrica da pedra granítica.....	48
Tabela 3.4. Características físicas da pedra granítica.....	48
Tabela 3.5. Características físicas do seixo rolado.....	48
Tabela 3.6 – Características físicas da sílica ativa SILMIX.....	49
Tabela 3.7 – Características químicas da sílica ativa SILMIX.....	50
Tabela 4.1. Composição e características dos traços dos concretos C25 e C30.....	55
Tabela 4.2. Quadro resumo das propriedades, composição e níveis de resistência obtidos para os concretos confeccionados com pedra britada.....	63
Tabela 4.3. Quadro resumo das propriedades, composição e níveis de resistência obtidos para os concretos confeccionados com seixo rolado.....	64
Tabela 4.4. Relação $f_{c_j}/f_{c_{28}}$ da expressão do CEB.....	68
Tabela 4.5. Coeficientes de correlação da resistência do ACI.....	76

# EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA COM O TEMPO DE CONCRETOS CONVENCIONAIS E COM SÍLICA ATIVA CONFECCIONADOS COM MATERIAIS LOCAIS

Normando Lima de Oliveira Filho

## RESUMO

Concretos de alto desempenho têm sido muito pouco usados na Paraíba. Um dos fatores que para isto contribuem é o pouco conhecimento que se tem na região desse nobre material. Este trabalho procura mostrar que com os insumos disponíveis localmente, consegue-se obter concretos duráveis, de resistência superior aos 50 MPa. Para obtenção deste tipo de concreto, em geral, é necessária uma adição mineral. Aqui usou-se sílica ativa. Foram estabelecidos dois traços sem adição, e a partir deles foi estudado o efeito da substituição parcial do cimento por sílica ativa em taxas de 5, 8 e 12%. Foi verificada a evolução da resistência ao longo do tempo, desde 1 a 91 dias, e os resultados experimentais comparados com aqueles de modelos do CEB e ACI. Foram usados dois agregados, a pedra britada granítica e seixos rolados. Também foi feita uma tentativa de correlacionar a resistência dos concretos com a velocidade de pulso ultra-sônico percorrendo o material. Os resultados mostraram que: a substituição parcial do cimento por sílica ativa levou a significativo acréscimo de resistência, já sentido com taxas baixas de substituição; a presença da sílica não influenciou significativamente a lei de maturação do concreto e os resultados experimentais apresentaram boa concordância com os modelos teóricos; o agregado granítico apresentou melhor performance; a velocidade de propagação do ultra-som é sensível ao fator água/materiais cimentícios, sendo difícil obter uma correlação ampla, válida para diversos tipos de concreto.

## EVOLUTION OF THE RESISTANCE WITH THE TIME OF CONVENTIONAL CONCRETES AND WITH SILICA FUME MADE WITH LOCAL MATERIALS

Normando Lima de Oliveira Filho

### ABSTRACT

High performance concrete has been rarely used in Paraiba because the knowledge about this material is not enough in the Region. This work try to show that using local material it is possible to have durable concrete with compression strength higher than 50 MPa. To prepare this kind of concrete, in general, it is necessary the use of mineral additions. Here, microsilica was employed. Two initial mixes without addition were obtained and the effect of partial cement replacement by silica, in the rates of 5, 8 and 12%, was verified. The strength development from 1 to 91 days was checked. Experimental data were compared with those from theoretical expressions from CEB and ACI. Two coarse aggregates were tested: granite from stone crusher and sand stones. The ultrasonic pulse velocity was measured in several concrete. Results showed that: partial cement replacement by silica improve strength, even when low rate was used; the silica fume did not change significantly the law of increasing strength, with age, and good agreement with theoretical data was found; granite as coarse aggregate had better performance than sand stone; ultrasonic velocity was sensible to water/cement ratio and it is difficult to obtain a general correlation between pulse velocity and compression strength.

# ÍNDICE

	Página.
<b>CAPÍTULO 1</b>	
- INTRODUÇÃO E OBJETIVOS.....	01
1.1. Introdução.....	01
1.2. Objetivos .....	02
<b>CAPÍTULO 2</b>	
- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	
2.1. Introdução.....	04
2.2. Cimento Portland Comum.....	04
2.2.1. Definição.....	04
2.2.2. Matéria – prima.....	04
2.2.3. Fabricação.....	05
2.3. Componentes Químicos e Potenciais.....	07
2.4. Hidratação dos Componentes Potenciais.....	08
2.4.1 – Mecanismos de Hidratação dos Componentes Potenciais.....	08
2.4.2 – Hidratação dos Aluminatos.....	09
2.4.3 – Hidratação dos Silicatos.....	12
2.5. Calor de Hidratação.....	13
2.6. Pega e Endurecimento.....	15
2.7. Cimento Portland Composto.....	17
2.7.1 Definição.....	17
2.7.2 Reação Pozolânica.....	17
2.7.2.1 Pozolanas.....	18

2.7.3 Sílica Ativa.....	19
2.7.3.1 Definição.....	19
2.7.3.2 – Obtenção da Sílica Ativa.....	19
2.7.3.3 Mecanismo de Atuação da Sílica Ativa nos Concretos.....	20
2.8. Tipos de Cimentos Fabricados no Brasil.....	23
2.8.1. Cimento Portland Comum (CP I).....	23
2.8.2. Cimento Portland Composto (CP II).....	24
2.8.3. Cimento Portland de Alto - Forno (CP III).....	25
2.8.3. Cimento Portland Pozolânico (CP IV).....	26
2.8.4. Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V – ARI).....	27
2.9. Agregados.....	27
2.9.1. Forma e Textura das Partículas.....	28
2.9.1.1. Agregado Graúdo.....	29
2.9.1.2. Agregado Miúdo.....	29
2.9.2. Resistência aos Esforços Mecânicos.....	29
2.9.3. Dimensão Máxima.....	31
2.9.4. Granulometria.....	31
2.10. Água.....	32
2.11. Aditivos.....	32
2.11.1. Tipos.....	33
2.11.1.1. Retardadores.....	33
2.11.1.1.1. Mecanismo de ação.....	34
2.11.1.1.2. Aplicações.....	34
2.11.1.2. Aceleradores.....	34
2.11.1.2.1. Aplicações.....	35
2.11.1.3. Plastificantes.....	35
2.11.1.3.1. Constituição.....	36
2.11.1.3.2. Mecanismo de ação.....	36
2.11.1.3.3. Aplicações.....	36
2.11.1.4. Superplastificantes.....	37
2.11.1.4.1. Constituição.....	37

2.11.1.5. Incorporadores.....	37
2.11.1.5.1. Aplicações.....	38
2.12. Concreto de Cimento Portland.....	38
2.12.1. Definição.....	38
2.12.2. Microestrutura.....	39
2.12.2.1. Estrutura da zona de transição do concreto.....	39
2.12.3. Modificações na microestrutura do concreto devido a sílica ativa.....	40
2.13. Concreto de Alto –Desempenho (CAD).....	41
2.13.1. Definição.....	41
2.13.2. Propriedades.....	42
2.13.2.1. Estado fresco.....	42
2.13.2.2. Estado endurecido.....	43
2.14. Evolução da Resistência do Concreto com o Tempo.....	44
2.14.1. Modelos propostos pelo CEB e ACI.....	44

### **CAPÍTULO 3**

- MATERIAIS E MÉTODOS.....	46
3.1. Materiais Utilizados.....	46
3.1.1. Cimento.....	46
3.1.2. Agregados.....	46
3.1.2.1. Agregado miúdo.....	46
3.1.2.2. Agregado graúdo.....	47
3.1.2.2.1. Pedra granítica.....	47
3.1.2.2.2. Seixo rolado.....	48
3.1.3. Aditivo.....	48
3.1.4. Água.....	49
3.1.5. Adição.....	49
3.2. Metodologia Aplicada.....	50
3.2.1. Produção e preparo dos corpos de prova.....	51
3.2.2. Análise da resistência.....	52

3.2.3. Resultados dos ensaios.....	53
------------------------------------	----

## **CAPÍTULO 4**

- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	55
4.1. Resistência à Compressão.....	55
4.1.1. Agregado granítico.....	55
4.1.2. Seixo rolado.....	59
4.2. Análise da Influência do Tipo de Agregado Graúdo na Resistência á Compressão do Concreto.....	65
4.3. Modelos Teóricos de Resistência.....	68
4.3.1. Committee Eurointernational du Beton (CEB).....	68
4.3.2. American Concrete Institute (ACI).....	76
4.4. Análise dos Resultados Obtidos pelo Ultra – Som.....	83

## **CAPÍTULO 5**

- CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	91
5.1. Conclusões.....	91
5.2. Sugestões Para Pesquisas Futuras.....	94
5.3. Bibliografia.....	103
<b>ANEXOS.....</b>	<b>103</b>

## CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO E OBJETIVOS



### 1.1 – INTRODUÇÃO

Com um consumo mundial estimado em 5,5 bilhões de toneladas por ano, o concreto de cimento Portland é atualmente o produto manufaturado mais consumido no mundo, sendo no contexto geral superado apenas pelo consumo de água. Tal fato já é suficiente para explicar a necessidade de se estudar e se compreender melhor seu comportamento com vistas a se obter sua *otimização*.

Seu largo emprego na indústria da construção civil se deve basicamente a sua grande versatilidade para obtenção de peças estruturais nas mais variadas formas e tamanhos, aliado a um custo relativamente baixo, por ser constituído em sua maior parte por matérias-primas baratas e abundantes em quase todo o planeta, como é o caso da areia, pedra e água, assim como os componentes básicos do cimento Portland que são argila e calcário, o que não acontece com seu principal concorrente que é o aço. Como vantagens do concreto ainda pode-se citar a sua resistência potencial tanto mecânica quanto química e sua impermeabilidade, que possibilitam seu emprego a ambientes dos variados graus de agressividade. E finalmente seus benefícios ecológicos por permitir o aproveitamento benéfico de vários resíduos industriais altamente poluentes em sua constituição.

Seu imenso potencial apenas se compara a sua complexidade, muitos pesquisadores o comparam a verdadeiros *organismos vivos*, pois seu arranjo microestrutural, bem como várias de suas propriedades variam de acordo com a evolução de seu processo de hidratação. Além disso, a grande variedade de materiais naturais ou beneficiados, das mais diversas origens e características que venham a lhe compor, proporcionam variações quantitativas e qualitativas em suas propriedades tanto em seu estado fresco como endurecido.

Atualmente o tradicional conceito dado ao concreto vem se modificando devido a crescente necessidade da melhoria de suas qualidades de resistência, permeabilidade e durabilidade, por estar sendo utilizado cada vez mais em ambientes agressivos e em

peças estruturais arrojadas. Tais melhorias vêm sendo obtidas através da utilização de dois novos elementos em sua composição que são os aditivos e as adições pozolânicas, que embora sejam conhecidos já há bastante tempo na Tecnologia dos Concretos, passaram a ser largamente difundidos principalmente a partir do início da década de 80.

O rápido ritmo das construções aliado a uma busca crescente pela melhoria da qualidade impõem a necessidade de previsões antecipadas e com confiança a cerca da resistência dos concretos empregados nas obras. Para tanto faz-se necessário obter parâmetros confiáveis para se estimar a resistência do material antes da idade padrão de 28 dias.

## 1.2 – OBJETIVOS

Evidente é a necessidade de se conhecer um pouco mais deste incrível material de aspectos singulares e de grande utilidade para a sociedade atual e futura. E principalmente conhece-lo com os materiais específicos da região, que são os utilizados nas obras correntes locais. Assim este trabalho pretende estudar o comportamento de sua resistência à compressão em função da idade, tanto para os concretos normais quanto para os confeccionados com sílica ativa como material de adição, e ainda mostrar a possibilidade de se obter Concreto de Alto Desempenho ( CAD ) na região. Sendo assim fonte de referência de dados e de ponto de partida para novas pesquisas no Nordeste brasileiro sobre concreto incorporando sílica ativa.

Este trabalho compõe – se de cinco capítulos. O primeiro capítulo de Introdução é seguido pelo de Revisão Bibliográfica sobre concreto e seus materiais constituintes, sendo ainda enfatizado o CAD.

No terceiro capítulo apresentam-se os materiais empregados e a metodologia aplicada.

No quarto capítulo evidenciam –se os resultados obtidos no estudo da Evolução da Resistência à Compressão com o Tempo dos materiais empregados com e sem sílica ativa em sua composição, além dos ensaios realizados com um agregado não

convencional (seixo rolado) e finalmente um breve estudo feito relacionando esta resistência com sua velocidade de pulso ultra – sônica.

Para finalizar, o quinto capítulo apresenta as conclusões obtidas nesta pesquisa a cerca do ganho de resistência do concreto em função dos teores da sílica ativa, do tipo de agregado graúdo, e do comportamento da resistência em função da velocidade de pulso ultra – sônico.

## CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 - INTRODUÇÃO

Nesta revisão dá-se a ênfase aos materiais constituintes do concreto, ressaltando sua importância e influência nas propriedades do concreto fresco e endurecido. De maneira complementar também será apresentado uma breve discussão sobre concreto de alto desempenho (CAD) ressaltando suas propriedades e diferenças em relação aos concretos convencionais.

### 2.2 - CIMENTO PORTLAND COMUM

#### 2.2.1. Definição

Considerado como um dos mais importantes materiais de construção presentes na vida do engenheiro civil por ser o único aglomerante verdadeiramente hidráulico, o cimento Portland e seus sub - produtos, são os materiais de ação cimentícia mais utilizados na produção de concretos com finalidade estrutural.

De maneira clássica é definido como sendo o produto obtido da pulverização do clínquer, constituído essencialmente de silicatos e aluminatos de cálcio, com certo teor de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Já o clínquer nada mais é que um produto granuloso de 5 a 25mm de diâmetro, resultante da calcinação da matéria - prima de composição pré - determinada, aquecida até a temperatura de fusão incipiente.

#### 2.2.2. Matéria - prima

As principais fontes para obtenção do cimento são materiais ricos em cálcio e sílica: de uma maneira geral, pedra calcária e argilas respectivamente. Existem outros materiais naturais que também são utilizados sendo que em menor escala como giz, mármore, conchas - do - mar, xistos argilosos e ardósia.

As argilas além da sílica em sua constituição, apresentam também óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ), óxido de magnésio ( $\text{MgO}$ ) e álcalis ( $\text{Na}_2\text{O}$  e  $\text{K}_2\text{O}$ ), que, em pequena quantidade e atuando de forma conjunta, além de facilitarem a formação dos silicatos, ainda produzem os aluminatos e ferroaluminatos de cálcio que exercem grande influência nas propriedades do cimento Portland. Sendo assim, quando não são encontradas naturalmente na argila, a hematita e a alumina são introduzidas através da incorporação de minerais ricos em tais elementos, como a bauxita e o minério de ferro.

### 2.2.3. Fabricação

De acordo com BAUER (1992), a fabricação do cimento Portland é feita em indústrias de grande porte geralmente localizadas próximas as jazidas de sua matéria-prima. Compreende basicamente as etapas de extração da matéria-prima, britagem, moedura e mistura, queima, moedura do clínquer e expedição. Podendo ser resumido em forma esquemática como mostra a Figura 2.1.

Vale ressaltar que o processo de fabricação do cimento pode ser feito segundo duas linhas de produção designadas como processo *por via úmida* e *por via seca*, que embora sejam muito parecidas, diferenciam-se na etapa de mistura da matéria-prima, onde, como o próprio nome sugere, o primeiro é realizado tendo como veículo a água que forma uma lama espessa com seus constituintes sólidos em suspensão, requerendo um período de aproximadamente 3 meses para a sedimentação do material. Já no outro processo a operação de mistura é feita a seco em moinhos de bolas de aço até que o material atinja um grau de homogeneização e finura desejada.

Embora o processo por via úmida produza um material mais homogêneo que no processo por via seca, atualmente é pouco utilizado principalmente pelas fábricas mais modernas. Isto por requerer um gasto bem maior de energia, devido à necessidade de evaporação da fase líquida da lama para posterior queima da mistura. Além disto, tem-se ter um longo período de execução, que trás problemas com a demanda da produção. (MEHTA e MONTEIRO, 1994)



### 2.3 - COMPONENTES QUÍMICOS E POTENCIAIS

Via de regra a composição química do cimento é expressa em função da percentagem de seus componentes na forma de óxidos, isto porque, na análise química não é tão simples a determinação de seus compostos, ou seja, dos silicatos e aluminatos que fazem parte do material, o que inviabiliza a estimativa das propriedades do cimento.

De acordo com a norma brasileira NBR 5732/91 que regulamenta o cimento Portland comum, denominado CP I, os óxidos que devem se fazer presentes na mistura são evidenciados no quadro 2.1; a seguir.

Quadro 2.1. Óxidos presentes no cimento Portland comum, segundo a NBR 5732

ÓXIDO	ABREVIACÃO
CaO	C
SiO <sub>2</sub>	S
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	A
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	F
MgO	M
SO <sub>3</sub>	S
H <sub>2</sub> O	H
K <sub>2</sub> O	K
Na <sub>2</sub> O	N

De posse da composição centesimal dos óxidos do cimento pode-se estimar os teores dos compostos (composição centesimal): é a chamada *composição potencial do cimento*, que é determinada através das conhecidas equações de Bogue, apresentadas da seguinte forma;

$$\%C_3S = 4,071C - 7,600S - 6,718A - 1,430F - 2,850S$$

$$\%C_2S = 2,867S - 0,7544C_3S$$

$$\%C_3A = 2,650^A - 1,692F$$

$$\%C_4AF = 3,043F$$

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), as equações de Bogue partem do princípio que a formação do clínquer é completa e que impurezas na mistura podem ser desprezadas, tais como os álcalis e o MgO, o que na prática não se verifica, levando

assim a discrepância de resultados. BAUER (1992), afirma que tais variações se dão na prática principalmente devido as condições de operação do forno e do subsequente resfriamento da mistura (clínquer). No entanto, tais equações são uma ferramenta muito útil no controle da produção do cimento. Mas, para quantificar os compostos formados e suas propriedades, tornam-se bastante restritas. Por tais motivos reside a denominação de composição potencial ou teórica do cimento.

Os óxidos, no cimento acham – se combinados entre si da forma mostrada no quadro 2.2, a seguir:

Quadro 2.2. Compostos presentes no clínquer formados pela combinação dos óxido.

COMPOSTO	DESIGNAÇÃO	ABREVIACÃO
$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	SILICATO TRICÁLCICO	$\text{C}_3\text{S}$
$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	SILICATO DICÁLCICO	$\text{C}_2\text{S}$
$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	ALUMINATO TRICÁLCICO	$\text{C}_3\text{A}$
$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	FERROALUMINATO TETRACÁLCICO	$\text{C}_4\text{AF}$
$4\text{CaO} \cdot 3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_3$	SULFOALUMINATO TETRACÁLCICO	$\text{C}_4\text{A}_3\text{S}$

Dos compostos citados acima, os quatro primeiros são os principais elementos de composição do produto, sendo os grandes responsáveis pelas propriedades do cimento quando em pasta. Por isso, serão enfatizados no próximo item quando será abordado o processo de hidratação dos compostos do cimento.

## 2.4 - HIDRATAÇÃO DOS COMPONENTES POTENCIAIS

### 2.4.1. Mecanismos de hidratação dos componentes potenciais

Segundo MEHTA e MONTEIRO, (1994), o processo de hidratação do cimento, que resulta em seu endurecimento, compreende a essência das propriedades químicas do concreto. Isto porque, isolado o cimento não apresenta propriedades adesivas o que só vem a ocorrer quando em contato com água, pois os produtos resultantes desse processo apresentam propriedades aglomerantes.

O mecanismo de hidratação do cimento ainda não é totalmente conhecido por se tratar de um produto constituído de uma grande quantidade de compostos reagindo simultaneamente. No entanto, com a difusão da microscopia eletrônica, pode-se obter maiores informações a cerca do processo sendo atualmente propostos dois mecanismos que explicam o fenômeno. São os denominados *dissolução - precipitação e hidratação no estado sólido ou topoquímico*.

A dissolução – precipitação é o mecanismo que predomina nos instantes iniciais da reação química, levando a uma completa reorganização dos compostos constituintes do cimento. Ao se adicionar água ao sistema, inicialmente ocorre uma dissolução dos constituintes anidros (sulfatos e aluminatos) em seus compostos iônicos. Formam – se assim, hidratos de baixa solubilidade que em soluções supersaturadas de gesso acabam precipitando. É o que ocorre com o  $C_3S$ , por exemplo, que ao se hidratar se dissolve em  $C_2S$  e hidróxido de cálcio que irá posteriormente precipitar.

Já a hidratação no estado sólido ou topoquímico é o mecanismo que geralmente ocorre em níveis mais avançados do processo quando se reduz a mobilidade iônica na mistura, de modo que as reações ocorrem na superfícies dos compostos sem ocorrer dissolução.

Sendo quatro os principais componentes potenciais do cimento, dois aluminatos ( $C_3A$  e  $C_4AF$ ) e dois silicatos ( $C_2S$  e  $C_3S$ ), passa-se a comentar rapidamente o que se passa durante a hidratação desses compostos.

#### 2.4.2 - Hidratação dos Aluminatos

Dos componentes potenciais do cimento a reação de hidratação do  $C_3A$  é a mais rápida, quase imediata, e a que libera maior calor de hidratação, passando instantaneamente de arranjos intermediários na forma de hidratos cristalinos, até estabilizar-se formando um retículo cristalino cúbico estável (ILLSTON et al. 1979).

Para retardar essa reação que inviabilizaria o seu uso, é adicionado ao cimento certa quantidade de gipsita (gesso), na ordem de 5 a 6% para os cimentos de pega normal. Assim, a adição de água leva à formação do sulfoaluminato de cálcio, muito

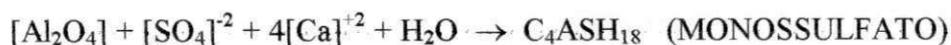
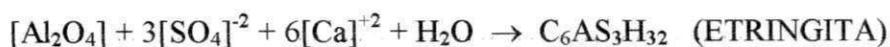
conhecido como **etringita**, e do monossulfoaluminato de cálcio, que são respectivamente o primeiro e último produtos de hidratação dos aluminatos no cimento Portland propriamente dito.

Por tais motivos é que a presença de  $C_3A$  na mistura além de ser o responsável principal pelo fenômeno de pega do cimento, ainda contribui para a resistência principalmente no primeiro dia da pasta endurecida. Mas, por não contribuir significativamente para as resistências finais e ainda poder ocasionar desagregação da pasta quando atacada por sulfatos, NEVILLE (1997) afirma que o  $C_3A$  não é desejável no cimento, Porém, tal fato é economicamente inviável para o processo de produção do mesmo. (TAYLOR, 1978 e LEA, 1976)

Deve-se salientar que o que foi discutido neste item em relação ao  $C_3A$ , pode-se aplicar também ao  $C_4AF$ , pois segundo MEHTA e MONTEIRO (1994) quando este reage com a água, na presença de sulfatos, produz hidratos estruturalmente semelhantes aos produzidos pela hidratação do  $C_3A$ , no caso a etringita, e o monossulfoaluminato. Muito embora, a reação de hidratação seja bem mais lenta e a importância do ferroaluminato no início das reações da pasta de cimento dependa de fatores como temperatura de formação e composição química.

Já DAL MOLIN (1995), citando o trabalho de COLLEPARDI (1984) afirma que os compostos formados pela hidratação do ferroaluminato não são de tão fácil distinção quanto os obtidos pela hidratação do aluminato tricálcico.

A reação de hidratação dos aluminatos nos primeiros estágios do processo pode resumidamente ser apresentada como:



Com a evolução do processo de hidratação ocorre, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), uma diminuição da proporção de sulfato na mistura, consumido pela etringita. O teor de  $C_3A$  e  $C_4AF$  se elevam novamente desestabilizando a etringita

que aos poucos vai sendo transformada em monossulfato de cálcio ou baixo - sulfato como também é conhecido. Esquemáticamente este processo se dá da seguinte forma:



A relação gipsita (sulfato de cálcio)/aluminatos ( $C_3A$  e  $C_4AF$ ) determinam se a pega da pasta de cimento será normal, rápida, instantânea ou ainda se ocorrerá o fenômeno de **falsa pega**, em função de cinco condições que possam vir a ocorrer como mostra o Quadro 2.3:

Quadro 2.3. Influência da relação Aluminato/Sulfato na característica de pega da pasta de cimento. (MEHTA E MONTEIRO, 1994)

Reatividade do $C_3A$ no clínquer	disponibilidade de sulfato na solução	IDADE			
		<10min	10 - 45min	1 - 2h	2 - 4h
Caso 1 Baixa	baixa	trabalhável	Trabalhável	menos trabalhável	pega normal
caso 2 alta	alta	trabalhável	Menos trabalhável	pega normal	Etringita
caso 3 alta	baixa	trabalháveis	pega rápida		
caso 4 alta	nenhuma ou muito baixa	pega instantânea	$C_4AH_{19}$ e $C_4ASH_{18}$ nos poros		
caso 5 baixa	alta	falsa pega	Cristalização em agulhas	da gipsita nos poros	

Os casos 1 e 2, ou seja, quando há um equilíbrio na relação sulfato/aluminato são os mais frequentes do cimento, principalmente o caso 1, que enquadra a maioria dos cimentos Portland comuns, que é o fenômeno da pega normal. Como dito anteriormente, altas concentrações de aluminatos resultam em início de enrijecimento mais rápido da pasta, devido a formação veloz de grande quantidade de etringita provocando uma perda considerável de consistência entre 10 e 45min.

No caso 3, onde há uma grande quantidade de  $C_3A$ , sem um teor compatível de gipsita ocorre o fenômeno da pega rápida, tornando a pasta não mais trabalhável em menos de 45 min.

No caso 4 é a reação do C<sub>3</sub>A com a água, sem a presença ou com baixíssima quantidade de sulfato na mistura, resulta na formação imediata e em grande quantidade de aluminatos de cálcio hidratados ocupando os poros da pasta, tornando o material inadequado para uso corrente.

Finalmente no caso 5, a falsa pega que segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), geralmente ocorre com a baixa reatividade dos aluminatos resultante principalmente de armazenamento inadequado. Tem - se em contrapartida uma alta concentração de íons cálcio e sulfatos, o que gera uma rápida produção de etringita de cristais grandes que resultarão em perda de abatimento. Entretanto, ao contrário da pega instantânea não há neste caso desenvolvimento de grande calor de hidratação. Além disso pode-se contornar o processo através de nova mistura da pasta. BAUER (1987) atribui tal ocorrência à desidratação do gesso durante sua etapa de moedura o que leva a formação de sulfatos de cálcio instáveis.

#### 2.4.3 - Hidratação dos Silicatos

Do processo de hidratação do C<sub>3</sub>S e C<sub>2</sub>S forma-se uma grande variedade de silicatos de cálcio hidratados de grande semelhança estrutural e conseqüentemente propriedades, muito embora diferenciem-se em alguns detalhes como relação cálcio/sílica e teor de água estrutural. Do processo resulta ainda a formação do hidróxido de cálcio, como indicado pelas expressões:



O C<sub>3</sub>S<sub>2</sub>H<sub>3</sub>, como dito anteriormente não representa um único composto e sim uma família de silicatos que por não serem bem definidos apresentam-se na literatura atual na forma abreviada separados por hífen, ou seja, C-S-H.(MONTEIRO, 1985)

Morfologicamente o C-S-H varia de fibras de baixa cristalinidade a uma malha reticulada que formam um sólido poroso semelhante a um gel rígido ocupando de 50 a 60% da fase sólida da pasta de cimento. A rigidez desses compostos reside em sua alta

superfície específica que resulta numa forte atração entre as partículas devido às forças de Van der Waals. Sendo assim, é o componente que mais influi nas propriedades da pasta endurecida. (MEHTA e MONTEIRO, 1994)

Já o hidróxido de cálcio ( $\text{Ca(OH}_2\text{)}$ ), na química do cimento abreviado para CH, ao contrário do C-S-H, é um composto bem definido formado por cristais grandes sob a forma de prismas hexagonais. Por apresentar baixa superfície específica contribui pouco para a resistência da pasta de cimento. Além disso, devido a sua alta solubilidade, sua presença reduz a resistência química do concreto quando atacado por soluções ácidas. Segundo DAL MOLIN, (1995) o único efeito benéfico à pasta de cimento devido ao CH é a alcalinidade do meio que lhe é atribuída. Esta é responsável pelo fenômeno de passivação das armaduras de concreto armado.

Embora como um todo o processo de hidratação dos silicatos sejam bastante semelhantes, o  $\text{C}_3\text{S}$  reage com maior velocidade que o  $\text{C}_2\text{S}$  liberando também maior calor de hidratação. E como o tempo de reação do  $\text{C}_3\text{S}$  na presença de gipsita gira em torno de uma hora, este contribui para o tempo final de pega e a resistência inicial da pasta de cimento, fato que não se evidencia com o outro silicato.

Outro ponto importante que deve ser destacado é que o  $\text{C}_2\text{S}$  produz uma proporção de silicatos bem maior que o  $\text{C}_3\text{S}$  e conseqüentemente menor teor de hidróxido de cálcio. E como o C-S-H é o principal responsável pela resistência da pasta de cimento em todas as idades, pode-se concluir que a resistência final de um cimento de alto teor de  $\text{C}_2\text{S}$  será bem maior que a de um de alto teor de  $\text{C}_3\text{S}$ . Além de ter a durabilidade aumentada quando se tem ambientes com ácidos e sulfatos. (MEHTA e MONTEIRO, 1994)

## 2.5 - CALOR DE HIDRATAÇÃO

O calor de hidratação como o próprio nome sugere, nada mais é do que a energia térmica liberada durante o processo de endurecimento da pasta de cimento. Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), o caráter exotérmico da reação se dá devido a elevada reatividade de seus componentes potenciais oriundo da alta temperatura de fabricação

do cimento que leva a um estado de desequilíbrio energético. Sendo assim, ao entrar em contato com a água tais componentes reagem para alcançar níveis de energia bem mais baixas e estáveis.

O fenômeno do calor de hidratação é de grande interesse na tecnologia de concreto, pois a elevação da temperatura no interior da massa pode ser benéfica no caso de concretagens em temperaturas excessivamente baixas que poderiam inibir as reações de hidratação, como também pode constituir –se em um problema nas obras de grande volume como concreto massa por exemplo, onde o aumento interno da temperatura pode provocar fissuras de origem térmica.

Dos componentes potenciais da pasta os que mais contribuem para a elevação da temperatura em seu interior são o C<sub>3</sub>A e C<sub>3</sub>S respectivamente, seguidos pelo C<sub>4</sub>AF e por último o C<sub>2</sub>S. BAUER (1992), apresenta os seguintes valores individuais médios do calor de hidratação dos compostos citados:

C <sub>3</sub> A	→	207 cal/g
C <sub>3</sub> S	→	120 cal/g
C <sub>4</sub> AF	→	100 cal/g
C <sub>2</sub> S	→	62 cal/g

Já MEHTA e MONTEIRO (1994), apresenta tais valores em função da idade da pasta obtidos a partir da análise de uma grande variedade de cimentos realizada por VERBECK e FOSTER (1950). Destacados no Quadro 2.4.

Quadro 2.4. Calores de hidratação em função da idade dos componentes potenciais do cimento

COMPOSTOS	Calores de hidratação a uma dada idade (cal/g)		
	3dias	90dias	13anos
C3A	212	311	324
C3S	58	104	122
C4AF	69	98	102
C2S	12	42	59

BAUER (1992) afirma que a importância de se conhecer o valor do calor de hidratação do cimento aplica-se basicamente no estudo da evolução térmica durante o endurecimento do concreto em obras volumosas. Já MEHTA e MONTEIRO (1994) afirma que a quantidade total de calor liberado e as taxas de liberação individuais dos compostos potenciais do cimento podem ser utilizados como índices de reatividade, caracterizando o comportamento de pega e endurecimento do cimento para se estimar a evolução da temperatura.

Do exposto acima, pode-se concluir que para obras em que se deve limitar o calor de hidratação com o intuito de evitar fissuras de ordem térmica uma maneira simples é utilizar cimentos com baixos teores de  $C_3A$  e  $C_3S$ . Outra possibilidade é a utilização das pozolanas em substituição a parte do cimento, o que será abordada novamente em itens posteriores.

## 2.6 - PEGA E ENDURECIMENTO

Embora o processo de hidratação do cimento seja um fenômeno de natureza química a nível microscópico, seus efeitos resultam em fenômenos físicos perceptíveis a olho nu que são muito importantes na tecnologia dos concretos. São eles, a pega e o endurecimento. (MEHTA e MONTEIRO, 1994) (NEVILLE, 1997)

Segundo BAUER (1992) a pega nada mais é que o período em que a pasta adquire uma consistência tal que a torne não trabalhável, ou seja, é a evolução do processo de hidratação dos componentes potenciais do cimento rumo ao endurecimento. Esta etapa do processo é subdividida em duas partes, a primeira denominada tempo de pega marca o estágio em que se inicia o endurecimento e por conseguinte a aplicação do material torna-se bastante difícil. E o tempo para que o mesmo se solidifique por completo é denominado fim de pega.

A determinação dos tempos de início e fim de pega é feita em âmbito mundial através do aparelho de Vicat. Neste ensaio, uma pasta de consistência denominada padrão com 40mm de espessura é submetida à penetração de uma agulha sob uma carga total de 300g aproximadamente. Quando esta não consegue penetrar de 5 a 7mm do

fundo da pasta, é considerado convencionalmente como o momento de início de pega. Já o tempo de fim de pega é considerado quando a agulha apenas marca a superfície da pasta sem penetrá-la. No Brasil a NBR 11581/91 regulamenta este ensaio.

A etapa do endurecimento da pasta de cimento consiste basicamente no processo de ganho de resistência do material conseqüente da evolução da hidratação principalmente do  $C_3S$ , que resulta na diminuição de vazios, da porosidade e da permeabilidade. A eficiência deste processo é função principalmente da relação água/materiais cimentícios, pois é sabido que na hidratação do cimento necessita-se de aproximadamente 22% de água em relação a massa de cimento anidro, o que na prática não se verifica em função do custo e da necessidade de trabalhabilidade da mistura. A figura 2.2 mostra esquematicamente a evolução da hidratação da pasta de cimento em função da variação dessa relação. (BAUER, 1995)

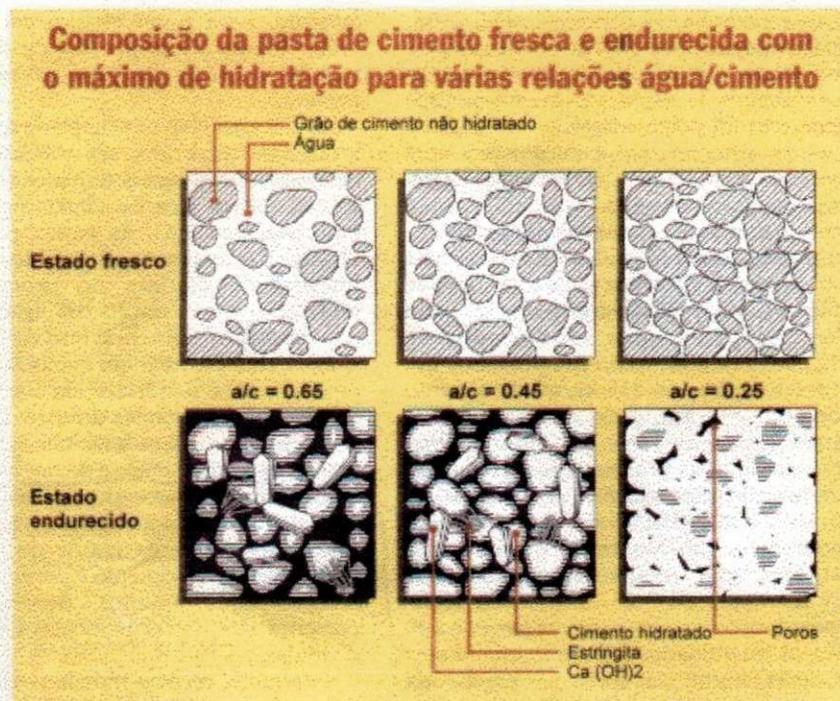


Figura 2.2. – Esquema ilustrativo da evolução da hidratação da pasta de cimento em função do fator água/materiais cimentícios. (BAUER, 1995)

## 2.7 - CIMENTO PORTLAND COMPOSTO

Inicialmente o cimento era formado apenas por clínquer e gesso moído. Com o desenvolvimento da tecnologia, notou-se que é possível adicionar ao clínquer uma grande quantidade de produtos, que podem inclusive melhorar as propriedades dos concretos com eles preparados.

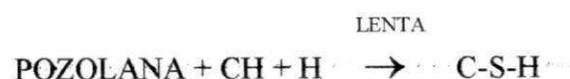
### 2.7.1. Definição

Trata-se basicamente do cimento Portland comum comentado anteriormente, apresentando em sua constituição algum tipo de material que moído venha a modificar determinadas propriedades, como também com a finalidade de reduzir o consumo de energia e os custos de produção.

Os produtos usualmente utilizados neste tipo de cimento são o filer calcário, as escórias de alto - forno e as pozolanas. O filer calcário, muito utilizado no Brasil, é o material de mesma finura que o cimento oriundo da extração e moedura da pedra calcarea para a sua fabricação. Seu efeito é de preenchimento dos poros. Já os demais citados, embora possuam uma diferença primordial do poder cimentante isoladamente, que é uma característica presente nas escórias de alto - forno moídas, e que não se faz presente nas pozolanas, apresentam grande familiaridade no que concerne a chamada *reação pozolânica*, e em alguns aspectos da micro - estrutura formada. Sendo assim, podendo ser analisadas em conjunto.

### 2.7.2 - Reação Pozolânica

A reação pozolânica consiste basicamente na transformação, em presença de água de maneira lenta e gradual, do hidróxido de cálcio presente na pasta de cimento hidratada em C-S-H. Resumidamente pode ser descrita como:



Sua grande vantagem em relação ao processo de hidratação do  $C_3S$  é que por ser mais lenta libera menor calor de hidratação e permite um arranjo molecular mais homogêneo. Desta forma, os cimentos com adição de materiais de ação pozolânicas permitem obter, comparado ao do cimento Portland comum, um produto com maior durabilidade, menor permeabilidade, maior resistência ao ataque por soluções ácidas, como também a longo prazo maior resistência mecânica. Isto porque, ao contrário da reação de hidratação dos silicatos, a reação pozolânica não produz hidróxido de cálcio, e sim o consome para convertê-lo em silicatos de cálcio hidratados. (MEHTA e MONTEIRO, 1994)

MONTEIRO (1985) compara a reação pozolânica na interface pasta – agregado, a pontos de solda introduzidos no sistema, provocando uma densificação da matriz e conseqüente redução da porosidade.

#### 2.7.2.1 - Pozolanas

As pozolanas podem ser naturais tais como os vidros e tufos vulcânicos, as terras diatomáceas, e as argilas ou folhelhos calcinados, como também artificiais como é o caso das cinzas volantes, cinzas de casca de arroz e sílica ativa. As primeiras são basicamente frutos de rochas vulcânicas que ao longo do tempo foram submetidas a pressões elevadas e superaquecimento com esfriamento rápido decorrente das erupções vulcânicas. Tal processo gera uma condição de instabilidade em suas microestruturas, transformando-as de uma estrutura cristalina estável para um estado amorfo ou desordenado. A constituição básica dessas pozolanas de modo geral é de silício, e quanto maior seu percentual no estado amorfo, teoricamente maior será sua reatividade. (SANTOS, 1975)

As pozolanas artificiais são subprodutos industriais em geral poluentes, mas de alta capacidade de reação pozolânica. Cinzas volantes, cinzas de casca de arroz, e sílica ativa são alguns exemplos destes materiais, sendo que este último, em função de ter sido alvo de estudo, neste trabalho, será enfatizado em detrimento dos outros. Para os demais DAL MOLIN (1995) indica um bom acervo bibliográfico de trabalhos publicados por pesquisadores no mundo inteiro.

### 2.7.3 - Sílica Ativa

#### 2.7.3.1 - Definição

A sílica ativa também conhecida por outros nomes como microssílica, fumo de sílica, sílica condensada, entre outros. A sílica ativa como oficialmente é designada no Brasil nada mais é que um subproduto industrial constituída essencialmente por  $\text{SiO}_2$  no estado amorfo. É um material altamente poluente proveniente do processo de obtenção de ligas de ferro - silício e silício metálico, para fabricação de componentes eletrônicos.

Em tecnologia do concreto a sílica ativa como material pozolânico não é nenhuma novidade pois, segundo DAL MOLIN (1995), desde o início da década de 50 já se substituíam parte do cimento por sílica com a finalidade de além de se economizar energia, propiciar benefícios ecológicos. No entanto, com a necessidade da obtenção de concretos com características de resistência mecânica e durabilidade cada vez mais acentuadas, a partir da década de 80 o interesse por tal material foi intensificado sendo alvo de pesquisas e conferências no mundo inteiro, sendo de acordo com DIAMOND (1984) o período de desenvolvimento comercial do produto.

#### 2.7.3.2 - Obtenção da sílica ativa

Na produção do silício metálico funde-se o quartzo bruto juntamente com o ferro para dar o caráter metálico ao material, carvão e madeira como material de carga da mistura. Tal operação é realizada em fornos elétricos do tipo arco-voltaico, a uma temperatura de aproximadamente  $2000^{\circ}\text{C}$ , tendo como subproduto vapor de  $\text{SiO}$  (monóxido de silício gasoso) que ao ser conduzido a zonas de baixa temperatura se oxida com o ar formando o dióxido de silício ( $\text{SiO}_2$ ). Este por sua vez condensa em forma de partículas esféricas minúsculas não cristalinas, com diâmetro médio de aproximadamente  $0,1\mu\text{m}$ . (ALMEIDA, 1996) (ACI 226, 1987)

Anteriormente o  $\text{SiO}$  na forma de vapor era lançado ao meio ambiente junto com gás carbônico oriundo da fusão, o que acarretava enormes prejuízos ambientais. No entanto, com o reaproveitamento do monóxido de silício com a finalidade de se

transformar em sílica, além de se produzir um material extremamente útil para tecnologia do concreto, incide ainda sobre ele um benefício ecológico importantíssimo. (DAL MOLIN, 1995)

NEVILLE (1997) ressalta ainda que na produção de ligas metálicas como ferrosiliciocromo, ferrosiliciomanganês e ferrosiliciomagnésio, também se obtém fumo de sílica, mas ainda não se atestou o seu aproveitamento em tecnologia do concreto.

A Figura 2.3 mostra esquematicamente o processo de produção do silício metálico e obtenção da sílica ativa.

### 2.7.3.3. Mecanismo de Atuação da Sílica Ativa nos Concretos

ALMEIDA (1996) afirma que a sílica ativa atua nos concretos de duas maneiras distintas. A primeira é quimicamente através da reação pozolânica já comentada no item 2.7.1, ou seja, reagindo com o frágil hidróxido de cálcio para formar os resistentes silicatos de cálcio hidratados melhorando assim a resistência da pasta de cimento. A segunda, é fisicamente através do efeito filler, ou seja, devido as dimensões de seus grãos, preenchendo os vazios da mistura contribuindo para melhorar a coesão e compactidade do concreto fresco e também atuando refinando a estrutura de poros do material, agindo como ponto de nucleação dos compostos de hidratação do cimento. Segundo DAL MOLIN (1995) a sílica ativa limita a área de crescimento dos produtos de hidratação, fazendo com que ocorra a formação de um grande número de pequenos cristais ao invés de poucos cristais de grande tamanho.

De acordo com DETWILER e MEHTA (1989) o efeito físico da sílica ativa influencia na resistência à compressão do concreto nos sete primeiros dias do material. Já aos 28 dias os dois efeitos são relevantes no comportamento do concreto.

Uma questão que atualmente ainda não se encontra bem definida e por isso mesmo, é alvo de pesquisa em todo o mundo, é que diz a respeito do início do efeito químico da sílica ativa no concreto. Alguns pesquisadores citados por DAL MOLIN (1995) como ROY (1989) afirmam que a reação pozolânica progride rapidamente do

primeiro ao sétimo dia, tornando-se lenta a partir daí. Já MAAGE (1986) estima que a uma temperatura de 20°C o início da reação pozolânica ocorre por volta do sétimo dia, enquanto que para temperaturas em torno de 35°C a partir do segundo dia já se evidencia o efeito químico da sílica no material.

Segundo DAL MOLIN (1995) tais variações podem ter explicação na variação mineralógica e granulométrica das sílicas ativas utilizadas que dependem do processo de produção da liga de silício metálico.

MONTEIRO (1985) resume o efeito da sílica ativa na microestrutura dos concretos da seguinte forma:

- Reação pozolânica que reduz a quantidade de  $\text{Ca(OH)}_2$  e forma C-S-H.
- Menor acúmulo de água livre na interface pasta/agregado.
- Formação de novos pontos de nucleação que dificultarão a orientação preferencial dos cristais de hidróxido de cálcio na zona de transição.

Tais fatos resultam em sensíveis alterações nas propriedades do concreto tanto no estado fresco (trabalhabilidade, coesão, estabilidade, entre outras), como no estado endurecido (resistência mecânica e química, permeabilidade, durabilidade, fluência, entre outras).



## 2.8. TIPOS DE CIMENTOS FABRICADOS NO BRASIL

No Brasil os cimentos estão classificados segundo principalmente a existência ou não de outros materiais além do clínquer e gesso.

Atualmente há cinco grupos de cimento, a saber: CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V -ARI.

### 2.8.1. Cimento Portland Comum (CP I)

É regulamentado pela NBR 5732/91 podendo ser subdividido em CP I, que é o cimento comum propriamente dito, ou seja, não apresenta nenhum outro material de adição além do gesso para regular o tempo de pega, e o CP I-S, que apresenta de 1 a 5% de filer calcário em sua composição como material de adição.

Apresentam-se agrupados em três classes distintas (25, 32 e 45), o que corresponde respectivamente aos níveis de resistência aos 28 dias de 25, 32 e 45 MPa, da argamassa preparada com areia padronizada.

A norma brasileira regulamenta ainda os teores dos óxidos presentes na mistura visto no quadro 2.1, no item 2.3 deste trabalho. Além disto regulamenta ainda outras características como perda ao fogo, tempo de pega, finura entre outras, como mostra o quadro 2.5 abaixo.

Quadro 2.5 – Propriedades complementares do CP I

PROPRIEDADES		CPI		
		Classe – 250	Classe – 320	Classe – 400
MgO <sub>max.</sub> (%)		6,50	6,50	6,50
Perda ao fogo max (%)		4,00	4,00	4,00
Finura	Resíduo na # 0,075 (%)	15,00	15,00	15,00
	Blaine ( cm <sup>2</sup> /g )	2.400,00	2.600,00	2.600,00
Tempo mínimo de pega, Vicat ( h )		1,00	1,00	1,00
Resistências mínimas – argamassas normalizadas ( Mpa )	03 dias	8,00	10,00	14,00
	07 dias	15,00	20,00	24,00
	28 dias	25,00	32,00	40,00

Na grande João Pessoa, o CP I não se encontra disponível no mercado. Assim como em todo o país existe uma tendência de não utilizá-lo comercialmente, devido principalmente ao fator custo, além das melhorias propiciadas pelos demais tipos de cimentos produzidos.

MEHTA e MONTEIRO (1994) ressaltam, que as normas de cimento no mundo inteiro em princípio são similares, apenas apresentando pequenos detalhes que as diferenciam como exigir o ensaio de expansão em auto - clave, como também na distinção e produção de determinados tipos de cimento.

Já PALERMO (1993) atenta para o fato da ampla faixa permitida para certos componentes do cimento o que gera uma grande variação de desempenho para produtos de mesma denominação, o que vem a dificultar ainda mais a regularidade de desempenho em regiões distintas.

#### 2.8.2. Cimento Portland Composto (CP II)

Segundo a NBR 5732/91 o cimento Portland Composto *é um aglomerante hidráulico obtido pela moagem do clínquer Portland, com adição durante sua operação de certa quantidade de uma ou mais formas de sulfato de cálcio*. Sendo assim, sua classificação é feita segundo o tipo de material de adição utilizado em sua confecção, que podem ser: as escória granuladas de alto forno e/ou materiais carbonáticos (CP II-E), as pozolanas (CP II-Z) e o filer (CP II-F).

Sua composição percentual é fixada pela citada norma de acordo com o Quadro 2.6.

No Brasil, os cimentos compostos são predominantes no mercado, principalmente pelas vantagens vistas em 2.7, e principalmente pela abundância destes materiais de adição no território nacional, como por exemplo o filer calcareo que pode ser obtido do próprio resíduo do calcareo da indústria de cimento.

Na grande João Pessoa, predominam no mercado o CP II-Z e CP II-F, produzidos pela Indústria de Cimento da Paraíba – CIMEPAR, POTY e NASSAU, podendo ainda ser encontrado o CP IV, entretanto em menor escala .

Deve-se salientar que o CP II-F, difere do CP I-S principalmente no teor de material que é adicionado a mistura, tendo o primeiro um maior percentual na composição do cimento.

Quadro 2.6: Teores dos componentes do cimento Portland composto

Sigla	Classe	Componentes (% em massa)			
		Clínquer + Sulfato de Cálcio	Escória Granul. de alto-forno	Material Pozolânico	Material Carbonático
CP II-E	25	94 - 56	6 - 34	---	0 - 10
	32				
	45				
CP II-Z	25	94 - 76	---	6 - 14	0 - 10
	32				
	45				
CP II-F	25	94 - 90	---	---	6 - 10
	32				
	45				

### 2.8.3. Cimento Portland de Alto – Forno (CP III)

Regulamentado pela NBR 5735, o CP III é composto basicamente de (Clínquer + Sulfato de Cálcio) e Escória Granulada de Alto – Forno, o que muito o assemelha ao CP II-E estudado no item 2.8.2. A principal diferença apresentada é que aquele apresenta um teor de Escória Granulada bem mais elevado do que este, estando compreendido entre 35 e 70% da massa total do cimento.

As Escórias granuladas de alto – forno são produtos não metálicos tendo na sua constituição basicamente silicatos e aluminos silicatos passando por um processo de fundição seguido sucessivamente por um resfriamento brusco, geralmente através de imersão em água, para formar uma estrutura externa vítrea ou não cristalina. Sua

presença no material é responsável pela reação pozolânica do cimento e devido ao seu alto teor produz um baixo calor de hidratação que é uma de suas principais aplicações.

#### 2.8.4. Cimento Portland Pozolânico (CP IV)

Tal como os cimentos compostos, o cimento pozolânico constitui-se basicamente do cimento comum com certa quantidade de material de adição em sua composição, sendo que este difere dos cimentos compostos (CP II), na quantidade de pozolana adicionada ao clínquer do material, que por norma deve compreender-se entre 15 e 40%. Outra diferença evidenciada é que para o CP IV não se tem a classe 40 de resistência.

Seu alto teor de pozolana propicia nas primeiras idades um processo de hidratação mais lento acarretando um menor calor de hidratação, assim como níveis de resistência um pouco inferior ao dos demais tipos. No entanto, essa lentidão resulta numa estrutura mais uniforme o que favorece a resistência em idades mais avançadas. Além disso, devido a já comentada reação pozolânica vista no item 2.7.2, propicia uma maior resistência ao ataque por sulfatos.

Por seu baixo calor de hidratação o CP IV é bastante recomendado para concretagens em peças estruturais de grande volume, como também concreto massa. Outro aspecto positivo deste material é a inibição da expansão provocada pela reação álcali – agregado.

#### 2.8.5. Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V- ARI)

Como o próprio nome sugere, o CP V – ARI desenvolve nas primeiras idades um maior nível de resistência de sua pasta de cimento que os demais tipos estudados. Tal fato é obtido pelo maior percentual de  $C_3S$  e  $C_3A$  em sua composição, e principalmente devido a sua elevada superfície específica ( $\geq 300 \text{ kg/m}^2$ ).

Este tipo de cimento apresenta um comportamento mecânico aproximadamente inverso ao CP IV, ou seja, apresenta um alto calor de hidratação devido a alta reatividade inicial, e resistência em idades mais avançadas inferior as dos demais tipos. A NBR 5733 apresenta os níveis mínimos de resistência do CP V – ARI, como mostra o quadro 2.7 abaixo:

Deve-se ressaltar que embora exista grande variedade de tipos de cimento produzidos no Brasil e no mundo, não existem critérios científicos para se identificar aquele mais apropriado para obtenção de CAD, sendo, segundo o ACI 363 (1991), preferível aquele que apresente a menor variabilidade em termos de resistência à compressão.

Quadro 2.7. Quadro comparativo entre a resistência da pasta de cimento de diversos tipos em função da idade

IDADE (Dias)	CPI			CP IV		CP V – ARI
	25	32	40	25	32	
1	---	---	---	---	---	11
3	8	10	14	7	10	22
7	15	20	24	15	18	31
28	25	32	40	25	32	---
91	---	---	---	32	40	---

BAUER (1995) estabelece que do ponto de vista reológico o cimento ideal para obtenção de CAD seria aquele com baixo teor de  $C_3A$  e com a reatividade da fase intersticial facilmente controlada por íons sulfatos.

Já DAL MOLIN (1995) citando os trabalhos de MEHTA e AITCIN (1990) comenta que é possível produzir CAD com qualquer tipo de cimento, muito embora o cimento Portland comum e aqueles com elevados teores de  $C_3S$  e  $C_2S$  sejam preferíveis.

## 2.9. AGREGADOS

Por não entrarem em reações químicas complexas com a água os agregados eram considerados como materiais de enchimento inertes.

Entretanto cada vez mais vem sendo atestada sua influência nas propriedades do concreto tanto no estado fresco como no endurecido. Sendo assim é de grande interesse para tecnologia dos concretos conhecer tais características e como afetam as propriedades do material. (NEVILLE, 1997)

Os agregados são elementos essenciais de composição dos concretos, tendo em vista que entram na mistura para satisfazer a duas exigências distintas, a saber:

- Condição econômica: por compreender cerca de 70% do volume dos concretos convencionais, e sendo bem mais barato que o cimento, o fator custo torna-se indispensável quando da dosagem de um concreto e sua utilização em obras correntes.
- Condição técnica: satisfazer as condições de solicitação de esforços mecânicos, durabilidade, estabilidade dimensional e sanidade dos concretos confeccionados.

A composição granulométrica, resistência aos esforços mecânicos, porosidade, absorção, forma e textura superficial das partículas, massa unitária, impurezas presentes e módulo de elasticidade, são algumas das principais propriedades dos agregados que vêm a influenciar as características do concreto tanto no estado fresco quanto no endurecido. Sendo assim é objeto de análise neste trabalho nos itens seguintes.

#### 2.9.1. Forma e Textura das Partículas

De acordo com MARTINS (1990) os grãos dos agregados podem ser arredondados, como tendem a ser os seixos ou de forma angular e de arestas vivas com faces mais ou menos planas, como é o caso da pedra britada. Esta última tem sua forma definida em função da origem petrográfica do material, do tipo de britador utilizado e da relação de redução requerida. (NEVILLE, 1997)

Já a textura superficial pode ser de lisa a áspera dependendo principalmente da natureza da rocha – mãe e da exposição ao atrito sofrida. De acordo com MARTINS (1990), as rochas duras, densas e de granulação fina tendem a apresentar superfície lisa.

### 2.9.1.1. Agregado graúdo

MEHTA e MONTEIRO (1994) afirmam, que tanto a forma quanto à textura dos agregados influenciam as propriedades do concreto principalmente no estado fresco, ou seja, afetam as propriedades de consistência e coesão da mistura, tendo pouca importância em idades mais avançadas. Isto é dito com base no fato de que agregados lisos e arredondados necessitam de uma menor quantidade de argamassa e água, se comparado com agregados angulosos e ásperos. No entanto, estes propiciam uma aderência com a pasta de cimento mais forte, principalmente nas primeiras idades, havendo assim uma compensação de efeitos.

Já NEVILLE (1997) e DAL MOLIN (1995) afirmam, que ambas tem considerável influência na resistência mecânica dos concretos, principalmente na resistência à flexão onde os agregados angulosos e ásperos apresentam melhores resultados que os lisos e arredondados. E ainda que tal influência é mais acentuada em concretos de alta resistência.

BAUER (1995) afirma que tanto para concretos ordinários, como para de alta resistência os agregados britados de forma cúbica apresentam melhores resultados que os lamelares pois possibilitam uma menor quantidade de água e/ou aditivos plastificantes para uma mesma consistência. A forma lamelar deve inclusive ser evitada ou ao menos ter sua parcela limitada na massa total do agregado em torno de 15%. (MEHTA e MONTEIRO, 1994)

### 2.9.1.2. Agregado miúdo

Autores diversos como PETRUCCI (1982), BAUER (1988) e NEVILLE (1997) afirmam, que em geral as areias provenientes dos leitos dos rios apresentam uma forma esférica e lisa, altamente propícia para o uso em concretos, influenciando diretamente na demanda de água a ser utilizada na mistura, favorecendo tanto a trabalhabilidade quanto a resistência mecânica.

## 2.9.2. Resistência aos esforços mecânicos

De uma maneira geral os agregados utilizados nas obras correntes conseguem atender as solicitações quanto aos esforços mecânicos dos concretos convencionais, que gira em torno de 10 a 20 MPa. Valores estes que situam-se bem abaixo do nível de resistência atingidos pelos agregados de origem granítica, basáltica e gnáissica, que comumente atingem resistências máximas situadas entre 120 e 140 MPa.

No trabalho de Gonçalves et al. (1994) com rochas brasileiras, citado por DAL MOLIN (1995), obteve-se os seguintes níveis de resistência para algumas rochas típicas do Rio de Janeiro descritas no quadro a seguir.

Quadro 2.8- Níveis de resistência de algumas rochas brasileiras estudadas por ( GONÇALVES et al 1994 )

TIPO DE ROCHA	Gnaiss	Traquito	Calcário	Granito	Quartzo
RESISTÊNCIA (MPa)	76,6	178,3	95,0	78,5	110,0

Com o crescente avanço nos níveis de resistência dos concretos e sua exposição a ambientes cada vez mais agressivos, a preocupação com a qualidade dos materiais utilizados torna-se crescente. De acordo com BAUER (1995), a resistência do agregado principalmente o gráudo tem se mostrado um fator limitante para um maior aumento da resistência à compressão dos concretos produzidos.

Desta forma, diversos pesquisadores vêm utilizando agregados especiais tais como agregados de  $Al_2O_3$  ( bauxita calcinada ) de diâmetros variados, para produzir concretos com resistência à compressão de 200MPa e excedendo 250MPa respectivamente. (DAL MOLIN, 1995)

Concretos até agora desenvolvidos no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da UFPB com os agregados seixo rolado e brita granítica disponíveis em João Pessoa parecem indicar um limite de resistência pouco superior a 80MPa. (BARBOSA, 1998), resistência essa, limitada pelos agregados locais.

### 2.9.3. Dimensão máxima

Para utilização em obras correntes utilizando concretos ordinários, a dimensão máxima do agregado graúdo, e por conseguinte, da mistura, deve ser a maior possível que possibilite obter um produto trabalhável. Tal fato é justificado pela demanda de água, pois dados dois concretos de mesmo traço com dimensões de agregados diferentes, aquela que tiver o agregado de maior dimensão irá requerer uma menor quantidade de água. Logo, teoricamente apresentará maior resistência para a mesma consistência. (CAVALCANTE, 1993)

Para concretos de alta resistência tal limite é ultrapassado tendo em vista que agregados grandes retêm uma maior quantidade de água de exsudação em sua superfície, diminuindo assim a resistência da zona de transição entre o agregado e a matriz de cimento, o que acarreta um concreto menos resistente. (NEVILLE, 1997)

DAL MOLIN (1995) justifica ainda que, no caso de agregados britados a operação de desmonte com explosivos tendem a danificar sua microestrutura sendo mais provável ocorrer falha e fissuras em agregados de maior dimensão.

Sendo assim, para se produzir CAD utilizam-se agregados de dimensão máxima menores. Alguns pesquisadores como GJORV (1992) citado por DAL MOLIN (1995) apontam de 10 a 14 mm como a dimensão adequada para produzir CAD. Muito embora, outros pesquisadores como MEHTA e MONTEIRO, 1994; BAUER, 1995 e o ACI, 363 considere 19 ou até mesmo 25mm.

### 2.9.4. Granulometria

Uma boa distribuição das várias frações de tamanhos das partículas presente na mistura propicia uma menor quantidade de vazios na mistura, o que acarretará numa melhor compactação do produto o que favorece a resistência do material.

Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994) a distribuição granulométrica dos agregados afetam basicamente a trabalhabilidade e o custo do produto. Isto porque, agregados muito grossos produzem concretos ásperos e portanto não trabalháveis, já na

situação inversa aumentam o consumo de água, o que leva ao aumento do consumo de cimento caso se tenha uma relação água/cimento constante.

No início dos estudos da influência da granulometria na resistência dos concretos acreditava-se que a granulometria ideal era aquela que proporcionaria um índice de vazios mínimo com máxima massa específica. Na prática isto não se verifica, pois misturas muito densas não são trabalháveis, prejudicando assim as qualidades do concreto. Na realidade, o que se procura é um teor de vazios ótimo da mistura que propicie uma resistência “máxima” para o material, com trabalhabilidade adequada.

Para produção de CAD, vários estudos levaram a conclusão que as areias mais propicias são aquelas cujo módulo de finura encontram-se acima de 2,7 característica de um material grosso. Tal fato é explicado pelo fato de se tratar de misturas ricas em finos, cimento mais adição pozzolânica, que além de preencherem os espaços vazios existente exercem sua função de aglomerante.

## 2.10. ÁGUA

A água utilizada deve ser de qualidade, isenta de sais, graxas, óleos, sulfatos entre outras substância que podem vir a prejudicar a estrutura do concreto. (BAUER, 1988)

O ACI 336, citado por DAL MOLIN (1995), afirma que os requisitos de qualidade da água para produção do CAR, são os mesmos estabelecidos para concretos ordinários.

## 2.11. ADITIVOS

Atualmente ao se falar em concreto, principalmente nos países que detêm tecnologia de ponta, é imprescindível falar de algum tipo de aditivo. Isto decorre das grandes melhorias nas qualidades do concreto que eles propiciam, bem como a economia, levando-se em consideração a relação custo/benefício, fazendo com que seu uso seja cada vez mais seja difundido no mundo inteiro. (NEVILLE, 1997)

Para se obter níveis de resistência mais elevados o uso de algum tipo de aditivo (plastificante, ou principalmente um superplastificante) é obrigatório, sendo atualmente uma importante ferramenta em tecnologia dos concretos. É crescente o número de novos produtos desenvolvidos pela indústria química comercializados no mundo inteiro com as mais diversas finalidades.

A NBR 11768/92 define os aditivos dos concretos de cimento Portland como sendo produtos que adicionados em pequenas quantidades na mistura, modificam algumas de suas propriedades, no sentido de melhor adequá-las a determinadas condições.

#### 2.11.1. Tipos

O Committee ACI 221 lista mais de 20 finalidades atribuídas aos aditivos modificando as propriedades do concreto tanto fresco como endurecido.

No Brasil a NBR 11768/92 que regulamenta os aditivos utilizados em concretos de cimento Portland, classifica os aditivos em nove tipos diferentes, a saber: Tipo P: plastificante; Tipo R: retardador; Tipo A: acelerador; Tipo PR: plastificante retardador; Tipo PA: plastificante acelerador; Tipo IAR: incorporador de ar; Tipo SP: superplastificante; Tipo SPR: superplastificante retardador; SPA: superplastificante acelerador.

##### 2.11.1.1. Retardadores

São produtos compostos principalmente por sais solúveis de zinco, carboidratos derivados, boratos solúveis e açúcar, que presentes na mistura do concreto fresco tendem a retardar a velocidade de dissolução dos constituintes anidros do cimento (aluminatos e silicatos), bem como a cristalização de seus compostos hidratados, com a finalidade de se adiar o fenômeno de pega da mistura.

#### 2.11.1.1.1. Mecanismo de ação

Basicamente o mecanismo de um aditivo retardador de pega consiste em impedir (retardar) a dissolução dos íons e ânions do cimento através da adição de produtos que venham a afetar a solubilidade destes compostos, principalmente aqueles de maior velocidade de solução como é o caso dos íons aluminatos.

Deve-se ressaltar que em alguns casos certas substâncias podem apresentar tanto o efeito de retardador como o de acelerador de pega, dependendo da quantidade incorporada na mistura. Isto ocorre com os cátions  $K^+$  e  $Na^+$ , que em pequenas proporções são retardadores, pois o efeito de diminuição da solubilidade dos íons cálcio é predominante ao aumento da solubilidade dos íons aluminatos e silicatos, sendo que em concentrações maiores o efeito é inverso. Também os ânions  $Cl^-$  e  $SO_4^-$  em baixas proporções são retardadores, pois o efeito de diminuição da solubilidade dos silicatos e aluminatos predomina sobre o aumento da solubilidade dos íons cálcio que também é promovida por eles. (MEHTA e MONTEIRO, 1994) (BAUER, 1988)

#### 2.11.1.1.2. Aplicações

CAVALCANTE (1993) cita algumas das utilizações dos retardadores de pega, a saber:

- Em concretagens em dias de temperatura muito elevadas, tendo em vista que o aumento da temperatura acelera o início de pega.
- Em concretagens de peças de grande volume com o intuito de evitar juntas frias.
- Nos concretos usinados onde distâncias de transportes longas podem prejudicar sua aplicação.

#### 2.11.1.2. Aceleradores

Os aditivos aceleradores são exatamente o oposto dos retardadores, ou seja, ao invés de inibirem o processo de dissolução dos compostos anidros do cimento, estes aceleram tal reação com a finalidade de apressar o início de pega.

Para MEHTA e MONTEIRO (1994) um acelerador deve promover a dissolução dos cátions e ânions do cimento, de preferência aqueles de menor velocidade de dissolução, como é o caso dos íons dos silicatos.

Os aceleradores são constituídos basicamente de cloreto de cálcio, carbonatos, cloretos de sódio, silicatos, fluossilicatos e hidróxidos, sendo que o primeiro ( $\text{CaCl}_2$ ), é o mais utilizado no mundo inteiro, muito embora não seja recomendável para concreto armado ou concretos com formas metálicas definitivas, pois pode provocar corrosão destes materiais. (BAUER, 1988)

#### 2.11.1.2.1. Aplicações

Os aceleradores são muito utilizados quando se deseja:

- Apressar o amadurecimento do concreto em climas frio;
- Acelerar o desenvolvimento da resistência nas primeiras idades para permitir uma desforma mais rápida, sobretudo nas indústrias pré – moldadas;
- Reduzir o tempo necessário para cura e proteção;
- Possibilitar uma vedação mais eficiente em vazamentos sob pressão hidráulica.

#### 2.11.1.3. Plastificantes

Os aditivos plastificantes ou redutores de água como costumam ser chamados compõem, juntamente com os aditivos superplastificantes e os incorporadores de ar, a classe dos aditivos *tensoativos*, ou seja, dos produtos que agem diminuindo a tensão superficial da água no sistema. Neste caso específico, os plastificantes propiciam uma redução na quantidade de água requerida pela mistura para se produzir um concreto com uma dada consistência. Geralmente esta redução propiciada é da ordem de 5 a 10% .

#### 2.11.1.3.1. Constituição

Basicamente estes produtos são constituídos de moléculas orgânicas polares aniônicas de cadeia longa cujas extremidades têm a capacidade de atrair moléculas de água em função dos radicais  $\text{OH}^-$  livres. Como exemplo destas moléculas tem-se sais, modificações e derivados de ácidos lignossulfonado, ácidos carboxílicos hidroxilados, e polissacarídeos, como também combinações destes elementos. NEVILLE (1997).

#### 2.11.1.3.2. Mecanismo de ação

MEHTA e MONTEIRO (1994) descrevem que ao ser adsorvida pelas partículas do cimento a cadeia hidrófila de hidrocarbonetos orienta uma extremidade polar em direção a água, o que além de diminuir sua tensão superficial, ainda torna as partículas do cimento hidrófilas, atraindo as partículas de água a seu redor produzindo assim uma boa dispersão no sistema.

DAL MOLIN (1995) afirma que tal dispersão é provocada pela natureza aniônica dos rplastificantes que gera uma repulsão eletrostática entre os grãos do cimento ao serem adsorvidos. Ressalta ainda que da ação dos plastificantes resulta a formação de um filme lubrificante na superfície das partículas de cimento que contribui para a fluidez da mistura.

#### 2.11.1.3.3. Aplicações

Várias são as aplicações dos aditivos redutores de água em tecnologia dos concretos, podendo-se citar algumas principais, a saber:

- Reduzir a quantidade de água no sistema para uma mesma consistência, com intuito de aumentar a resistência do concreto produzido.
- Tornar a mistura fluida o suficiente para permitir seu bombeamento.
- Produzir concreto auto – adensável.

- Possibilitar o uso de adições pozolânicas para produção de concreto de alto desempenho.

#### 2.11.1.4. Superplastificantes

Este tipo de aditivo atualmente é indispensável para obtenção de CAD, sendo amplamente difundido a nível internacional tendo como países pioneiros em sua utilização Japão, Alemanha e Inglaterra no final da década de sessenta. No Brasil, experimentalmente a utilização deste material se deu a partir de 1977. (DAL MOLIN,1995)

Os aditivos superplastificantes ou redutores de água de alta eficiência nada mais são do que plastificantes com maior poder de dispersão, diferindo destes últimos apenas pela capacidade de redução do teor de água na ordem de 20 a 30%, apresentando mecanismos de ação similares.

##### 2.11.1.4.1. Constituição

Segundo DAL MOLIN (1995) os aditivos superplastificantes podem ser classificados em quatro categorias distintas segundo sua constituição. Categoria A dos aditivos superplastificantes constituídos por polímeros de formaldeídos – melanina sulfonada (SMF); categoria B dos constituídos por condensados de formaldeído – naftaleno sulfonado (SNF); categoria C dos aditivos constituídos por lignosulfonatos modificados e a categoria D que engloba os ácidos, ésteres sulfônicos e ésteres carboidratos. No entanto, comercialmente as duas primeiras categorias são as que se encontram disponíveis no mercados e englobam a grande maioria das pesquisas sobre os superplastificante, pois além da alta eficiência, apresentam também efeitos colaterais e ações secundárias desprezíveis.

##### 2.11.1.5. Incorporadores de ar

Ao contrário dos redutores de água, os tensoativos incorporadores de ar são constituídos de uma cadeia de hidrocarbonetos *não* polar com um grupo polar aniônico, em geral, obtidos de resinas da madeira, ácidos graxos e alguns detergentes sintéticos.

Os incorporadores de ar promovem a formação de bolhas na massa de concreto, sendo que ao contrário das normalmente formadas em seu interior, estas possuem dimensões bem inferiores (da ordem de 10 a 100 microns), além disso não possuem elo de ligação entre si que possibilitaria a formação de superfícies de clivagem no material.

Seu mecanismo de ação é similar ao dos demais tensoativos, diferindo apenas que estes ao serem inseridos ao sistema, tornam a superfície das partículas de cimento hidrofóbas, ou seja, repelem a água, e conseqüentemente passam a atrair as partículas de ar produzidas pelo próprio aditivo.

#### 2.11.1.5.1. Aplicações

Os incorporadores de ar são bastante utilizados quando se deseja:

- Produzir concreto leve
- Obter maior estabilidade do concreto quanto ao ciclo de gelo e degelo
- Reduzir água mantendo a consistência.

## 2.12. CONCRETO DE CIMENTO PORTLAND

### 2.12.1. Definição

Tradicionalmente o concreto de cimento Portland é definido como sendo uma mistura íntima de um aglomerante hidráulico, no caso cimento Portland, agregado miúdo, agregado graúdo e água, podendo ainda em sua constituição apresentar algum tipo de aditivo e/ou adição para satisfazer alguma finalidade específica. (NEREU, 1993)

Esta definição vem sendo modificada na dinâmica da Tecnologia dos Concretos, pois atualmente os dois últimos componentes citados acima (aditivo e adição), vem cada vez mais se tornando componentes essenciais na composição da mistura.

## 2.12.2. Microestrutura

Estruturalmente o concreto de cimento Portland apresenta a nível macroscópico duas fases distintas, a fase agregado e a fase matriz pasta de cimento. No entanto, a nível microscópico evidencia-se uma terceira fase situada na interface agregado - matriz pasta de cimento, denominada de zona de transição do concreto que para diversos autores como (MEHTA E MONTEIRO, 1994; JENNINGS, 1988; MONTEIRO, 1985) é o ponto crítico a nível de resistência do material. Além disso, esta zona de interface também é responsável por alguns aspectos peculiares do concreto citados por MEHTA E MONTEIRO (1994), a saber:

- Fragilidade do concreto á tração e ductilidade á compressão;
- Comportamento elástico de seus materiais constituintes ensaiados separadamente á compressão uniaxial, e um comportamento elasto - plástico na mistura;
- Resistência á compressão superior a de tração em uma ordem de grandeza;
- Permeabilidade do concreto maior do que a permeabilidade da pasta de cimento correspondente em uma ordem de grandeza;
- Resistência que diminui com o aumento do tamanho do agregado graúdo.

### 2.12.2.1 – Estrutura da zona de transição do concreto

Principalmente nas primeiras idades esta fase do concreto é caracterizada por grande porosidade provocada por forças de superfície da fase agregado que tendem a reter em seu redor um filme de água tão mais espesso quanto maior é a superfície do mesmo. Tal fato pode acarretar um aumento localizado da relação água/aglomerantes, que provocará a formação de produtos cristalinos (etringita e hidróxido de cálcio) que além do tamanho elevado tendem a se orientar segundo uma direção, formando assim um plano de clivagem para o material. (DAL MOLIN, 1995)

Segundo MEHTA E MONTEIRO (1994), com o passar do tempo e consequentemente a evolução do processo de hidratação do cimento, essa “fragilidade” da fase vai sendo superada, podendo se equiparar ou até mesmo superar a da fase matriz pasta de cimento a nível de resistência.

Outro aspecto que contribui negativamente para a resistência da zona de transição é a presença de microfissuras na região, cuja a concentração depende de inúmeros fatores como distribuição granulométrica, relação água/cimento, teor de cimento, condições de cura, entre outras.

### 2.12.3. Modificações na microestrutura do concreto devido a sílica ativa

Como visto no item 2.7.3.3 a atuação da sílica ativa tanto física como quimicamente promove uma completa reorganização principalmente na zona de transição do concreto.

A diminuição da permeabilidade em virtude do preenchimento dos poros e microfissuras, a redução do teor de água localizado em virtude do aumento da superfície específica, bem como a formação de novos pontos de nucleação devido a reação pozolânica fazem com que o concreto se aproxime mais de um material homogêneo. Na Figura 2.4 apresentada por ALMEIDA (1996) pode-se observar esquematicamente o mecanismo de atuação da sílica ativa na interface agregado – matriz pasta de cimento.

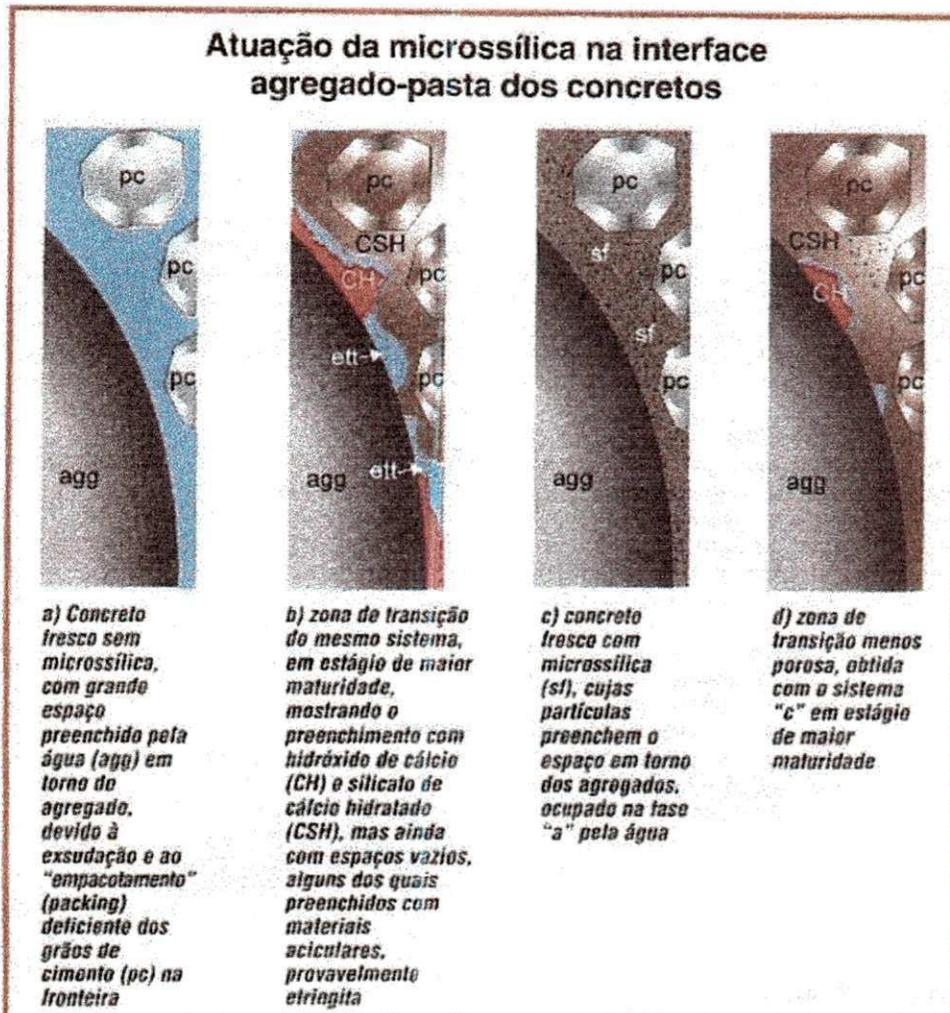


Figura 2.4 – Ilustração da atuação da sílica ativa na interface agregado – matriz pasta de cimento. ( ALMEIDA, 1996 ).

## 2.13. CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

Inicialmente a tendência dos pesquisadores era de referir-se ao CAD como CAR (Concreto de Alta Resistência) tendo em vista o grande enfoque dado a resistência mecânica deste material. Com o passar do tempo outras propriedades passaram a ser enfatizadas como a durabilidade, módulo de elasticidade, densidade, permeabilidade, entre outras. Foi portanto adotado o termo CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO (CAD). (BAUER, 1995)

### 2.13.1. Definição

São aqueles cujas características de resistência e durabilidade se encontram bem acima das dos concretos convencionais. De acordo com o ACI 363 (1991), denomina-se CAD o concreto cuja resistência característica à compressão supera 40 MPa.

Para MEHTA E MONTEIRO (1994) tal limitação fundamentada na resistência é justificada por dois aspectos distintos:

- 1) Acima de 42 MPa , ou seja, além da faixa dos concretos convencionais ( 21 a 42 MPa), necessita-se de um controle de qualidade dos materiais constituintes da mistura, bem como a utilização de aditivos e/ou adições.
- 2) Além deste limite as diferenças microestruturais e de propriedades são consideráveis, devendo-se inclusive estar alerta quando do uso de equações empíricas no dimensionamento de peças estruturais.

Já a NBR 8953/92 classifica como CAD o concreto cuja resistência característica á compressão é igual ou superior a 50 MPa.

### 2.13.2. Propriedades

Como exposto no item 2.12.3, a utilização de pozolanas para obtenção de CAD modificam o arranjo microestrutural e conseqüentemente o comportamento e as propriedades do concreto tanto no estado fresco quanto no endurecido.

#### 2.13.2.1. Estado fresco

As propriedades de coesão e viscosidade caracterizam reologicamente o concreto. A primeira indica a capacidade da mistura de manter-se intacta quando submetida a pequenas tensões, já a segunda caracteriza a estabilidade do concreto, ou seja, a tendência ou não a segregação da mistura. (MARTINS, 1990)

De acordo com o COMMITTEE ACI 226 (1991) os CAD apresentam uma melhor coesão e menor tendência a segregação que os concretos convencionais, isto se deve, em parte, a diferença de massa específica existente entre o cimento e a adição

pozolânica, no caso, sílica ativa. Como resultado tem-se um aumento do teor de finos da mistura, prejudicando assim sua consistência, tornando a mesma rija e conseqüentemente não trabalhável.

#### 2.13.2.2. Estado endurecido

##### a) Resistência à compressão

De uma maneira geral a resistência à compressão é tida como a mais importante variável analisada nos concretos devido principalmente a relação que se pode estabelecer ou estimar com as demais propriedades, como também pela simplicidade e custo relativamente baixo de determinação.

MEHTA E MONTEIRO (1995) afirma que para concretos de alto desempenho a taxa de crescimento da resistência à compressão é maior principalmente no período entre 3 e 28 dias, sendo em idades mais avançadas menor que a dos concretos convencionais e no primeiro dia praticamente inalteradas.

##### b) Permeabilidade

Nos CAD a permeabilidade é bem menor que a dos concretos convencionais isto se deve principalmente pelas alterações provocadas na zona de transição pela sílica ativa, como visto no item 2.12.3. De acordo com ALMEIDA (1996) esta é a principal causa que se associa a grande durabilidade do material e resistência ao ataque de cloretos.

Segundo MEHTA E MONTEIRO (1995) a baixa permeabilidade apresentada pelos CAD permitem sua utilização em ambientes sujeitos aos mais severos graus de degradação por processos químicos e físicos como pisos de indústrias químicas e de alimentos, ou ainda em revestimento de tabuleiros de pontes.

##### c) Durabilidade

Como dito no item b acima, a alta durabilidade dos CAD se devem principalmente pela sua baixa permeabilidade, entretanto, estes ainda limitam-se a peças estruturais não expostas a ciclos de gelo e degelo.

## 2.14. EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO COM O TEMPO

Vários modelos de evolução da resistência dos concretos têm sido propostos por pesquisadores no mundo inteiro com intuito de se fazer estimativas futuras do comportamento do material baseado principalmente nas características de seus componentes (tipo de cimento), como também na resistência em idades que antecedem a de referência, 28 dias. No entanto, vários destes modelos são limitados principalmente pela grande complexidade do concreto e a grande quantidade de variáveis que influem em seu comportamento, bem como pelo caráter genérico apresentado por tais modelos.

### 2.14.1. Modelos propostos para representar a evolução da resistência à compressão com o tempo

O Committee Eurointernacional du Beton (CEB , 1990) propõe a equação 2.1 para avaliar a resistência à compressão em idades variadas de concretos curados a uma temperatura média de 20<sup>0</sup>C:

$$f_{cm}(t) = \exp \left[ S \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right] \cdot f_{cm} \quad (2.1)$$

onde:  $f_{cm}(t)$  – resist. média à compressão aos t dias

$f_{cm}$  – resist. média à compressão aos 28 dias

S – coeficiente que depende do tipo de cimento:

S = 0,20 (cimento de endurecimento rápido)

S = 0,25 (cimento Portland comum)

S = 0,38 (cimento de endurecimento lento)

Já o Committee 209 do A.C.I.(1986) recomenda a equação 2.2 para concretos submetidos a cura úmida:

$$f_{cm}(t) = \left( \frac{t}{\alpha + \beta t} \right) f_{c28} \quad (2.2)$$

onde:  $f_{cm}(t)$  – resist. média à compressão aos  $t$  dias

$f_{c28}$  – resist. média à compressão aos 28 dias

$\alpha$  e  $\beta$  - constantes, que assumem os valores:

$\alpha = 4,0$  (Cimento ASTM Tipo I);  $\alpha = 2,3$  (Cimento ASTM Tipo II)

$\beta = 0,85$  (Cimento ASTM Tipo I);  $\beta = 0,85$  (Cimento ASTM Tipo II)

Como se pode observar ambos os modelos propostos não levam em consideração o fator água/materiais cimentícios e sim o tipo de cimento e grau de hidratação do material, tendo assim um caráter mais genérico, o que segundo DAL MOLIN (1994), podem levar a estimativas bastantes distantes do valor real. No entanto, tais modelos são difundidos e utilizados no mundo inteiro como elementos de referência para as mais diversas pesquisas.

HELENE E TERZIAN (1992) apresentam o modelo proposto por Powers como sendo o mais atualizado, tendo por referência a porosidade da pasta de cimento endurecida. Tal modelo é função do tipo e classe do cimento, idade do concreto e relação água/cimento, sendo que este último limitado aos valores fixos de 0,38; 0,48; 0,58; 0,68 e 0,78.

Para concretos de alto desempenho ( $> 50$  MPa) as normas francesas BAEL e BPEL citadas por DAL MOLIN (1994) apresentam a seguinte equação:

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad (2.3)$$

onde:  $j$  - idade em dias

$f_{cj}$  – resistência à compressão aos  $j$  dias

$f_{c28}$  – resistência à compressão aos 28 dias

## CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

### 3.1. MATERIAIS UTILIZADOS

#### 3.1.1. Cimento

Utilizou-se o Cimento Portland Composto CP II F - 32, fabricado pela Companhia de Cimento Poty - CIPASA, conforme os parâmetros estabelecidos pela NBR 11578.

#### 3.1.2. Agregados

##### 3.1.2.1. Agregado Miúdo

Foi utilizado uma areia natural largamente utilizada nas obras locais proveniente das margens do Rio Paraíba, localizado na Grande João Pessoa, apresentando um Módulo de Finura 2,64, dimensão máxima característica de 2,4mm. Sendo classificada como areia média, A granulometria é apresentada na tabela 3.1, determinada conforme a NBR 7217/87.

Tabela 3.1. Composição granulométrica do agregado miúdo

PENEIRA (ABNT)	PESO RETIDO(g)	% RETIDA	% RETIDA E ACUMULADA
# 4,8 mm	5,80	0,58	0,58
# 2,4 mm	29,00	2,93	3,51
# 1,2 mm	112,15	11,22	14,73
# 0,6 mm	436,70	43,67	58,40
# 0,3 mm	306,35	30,64	89,00
# 0,15 mm	93,10	9,31	98,31
RESIDUO	16,90	1,69	100,00
Σ	1000,00	100,00	264,00
D <sub>máx</sub>	2,4 mm		
M.F.	2,64		

Na tabela 3.2 estão indicadas algumas características físicas da areia, que não foi submetida a nenhum processo de beneficiamento, ou seja, peneiramento ou lavagem.

Tabela 3.2. Características físicas do agregado miúdo.

CARACTERÍSTICA	MÉTODO DE ENSAIO	VALOR MÉDIO	UNIDADE
Massa Específica Absoluta	NBR 9937	2600	kg/m <sup>3</sup>
Massa Unitária Solta	NBR 7251	1380	kg/m <sup>3</sup>
Teor de Argila em Torrões	NBR 7218	1,33	%
Teor de Materiais Pulverulentos	NBR 7219	0,5	%
Umidade Crítica	NBR 6467	2,8	%

### 3.1.2.2. Agregado Graúdo

Dois tipos de agregados foram utilizados no trabalho, inicialmente trabalhou-se com uma pedra granítica muito comum nas obras correntes da região. Em seguida, utilizou-se um seixo rolado que no decorrer dos anos vem sendo alvo de estudo por pesquisadores da região como SANTOS (1988); SANTOS (1996) e MARTINS (1990), e também vem sendo utilizados em algumas obras locais para confecção de concretos estruturais.

#### 3.1.2.2.1. Pedra granítica

Fez-se uso de uma pedra granítica britada de diâmetro máximo de 19mm, Módulo de Finura 6,65. A granulometria obtida conforme a NBR 7217/87, está indicada na tabela 3.3. Na tabela 3.4 estão apresentadas algumas características físicas do agregado granítico, sendo ressaltado o elevado valor de sua absorção decorrente de sua determinação ter sido realizada sem uma prévia lavagem do material.

Tabela 3.3. Composição granulométrica da pedra granítica

PENEIRA	PESO RETIDO (kg)	% RETIDA	% RETIDA E ACUMULADA
# 50 mm	0	0	0
# 38 mm	0	0	0
# 25 mm	0	0	0
# 19 mm	0,022	0,22	0,22
# 9,5 mm	6,900	69,00	69,22
# 4,8 mm	2,600	26,00	95,22
RESIDUO	0,478	4,78	100,00
Σ	10,000	100,00	164,66
D <sub>max</sub> M.F.	19 mm		

Tabela 3.4. Características físicas da pedra granítica

CARACTERÍSTICA	MÉTODO DE ENSAIO	VALOR MÉDIO	UNIDADE
Massa Específica Absoluta	NBR 9937	2630	kg/m <sup>3</sup>
Massa Unitária Solta	NBR 7251	1350	kg/m <sup>3</sup>
Absorção (24h)	NBR 6458	1,22	%
Abrasão Los Angeles	NBR 6465	29,1	%

### 3.1.2.2.2. Seixo rolado

O seixo rolado empregado foi proveniente do município de Gramame - Pb, localizado a 31 km da cidade de João Pessoa, sendo selecionado por peneiramento aproveitando-se o material passante na peneira # 19 mm e retido na peneira # 9,5mm, tendo na tabela 3.5 algumas de suas características físicas apresentadas.

Tabela 3.5. Características físicas do seixo rolado

CARACTERÍSTICA	MÉTODO DE ENSAIO	VALOR MÉDIO	UNIDADE
Massa Específica Absoluta	NBR 9937	2,67	kg/m <sup>2</sup>
Massa Unitária Solta	NBR 7251	1,60	kg/m <sup>2</sup>
Absorção (24h)	NBR 6458	0,30	%
Abrasão Los Angeles	NBR 6465	35	%

### 3.1.3. Aditivo

Foi utilizado o aditivo superplastificantes de pega normal de alta performance Sikament 300, fabricado pela Sika S/A, como também o Rheobuild 543. Ambos com

grande capacidade de redução de água, sendo utilizados nas proporções recomendadas pelos respectivos fabricantes.

#### 3.1.4. Água

A água de amassamento utilizada para confecção dos traços de concreto, foi uma água tratada, fornecida pela rede de abastecimento de água local comumente utilizada em pesquisas desta natureza na região.

#### 3.1.5. Adição

Utilizou-se exclusivamente como material de adição a sílica ativa SILMIX, produzida pela Camargo Correia Metais S/A e distribuída pela Cimento Eldorado. Trata-se de uma pozolana artificial sendo atualmente bastante utilizada para produção de concretos de alta resistência, devido a sua ação pozolânica altamente ativa, conferindo-lhes alta resistência e durabilidade.

Nas tabelas 3.6 e 3.7, a seguir são apresentadas algumas características físicas e químicas do material indicadas por SANTOS (1996).

Tabela 3.6 – Características físicas da sílica ativa SILMIX

CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	UNIDADE	VALOR MÉDIO
Umidade	%	0,69
Densidade	kg/m <sup>3</sup>	380,00
pH	---	9,40

Tabela 3.7 – Características químicas da sílica ativa SILMIX.

CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS	UNIDADE	VALOR MÉDIO
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	0,06
CaO	%	0,15
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	%	0,05
MgO	%	0,83
K <sub>2</sub> O	%	0,84
Na <sub>2</sub> O	%	0,16
SiO <sub>2</sub>	%	95,10
Perda ao fogo	%	2,33

### 3.2. METODOLOGIA APLICADA

Esta pesquisa pode ser dividida em quatro etapas distintas de laboratório, no que se refere a produção de concreto:

#### - Primeira etapa: Obtenção dos traços iniciais

Inicialmente foram obtidos dois traços de concreto cujas resistências características satisfizessem a um C25 e C30, considerando um desvio padrão  $S_d = 5$ . Para tanto utilizou – se o método de dosagem experimental do ACI, recorrendo-se às devidas correções que se fizeram necessárias.

Vale salientar que nesta fase não se utilizou aditivos nem adições e o agregado graúdo utilizado foi a pedra granítica.

#### - Segunda etapa: Substituição de parte do cimento pela sílica ativa

Para os mesmos traços e materiais estudados em 3.1.1, substituiu-se uma parte do cimento utilizado por sílica ativa, nos teores 0, 5, 8 e 12% em relação a massa de cimento, mantendo-se constante a relação água/materiais cimentícios e utilizando – se os aditivos superplastificantes quando necessário para se manter a mesma consistência inicial.

#### - Terceira etapa: Variação da relação água/ materiais cimentícios

O procedimento realizado em 3.1.2 foi repetido para fatores água/ materiais cimentícios menores, até se chegar a uma consistência mínima compreendida entre 2 e 4cm, obtida com o teor máximo de aditivo recomendado pelo fabricante, medida através do “Slump Test” conforme a norma NBR 7223/93, ver figura 3.1.

- Quarta etapa: Utilização do seixo rolado

Para o seixo rolado utilizaram – se os mesmos traços iniciais obtidos, sendo que foram confeccionados apenas os traços com a menor consistência possível para a brita (obtidos na etapa anterior) com os diferentes teores de sílica ativa e outro traço com o fator  $x/(c + SA)$  um pouco inferior, pois a forma e textura do seixo possibilitam ao concreto reduzir ainda mais tal relação para mesma consistência se comparado com os agregados britados.

Os traços confeccionados com seixo rolado apresentam em sua nomenclatura a sigla SR, de maneira a diferenciar dos concretos confeccionados com a brita convencional.

### 3.2.1. Produção e preparo dos corpos de prova

A produção dos traços estudados foi realizada numa betoneira de eixo vertical, tendo um tempo de duração de 3 min, sendo obedecida a seguinte ordem de colocação dos materiais:

- a) 50% de água
- b) 100% do agregado graúdo
- c) 100% do cimento, ou cimento + adição
- d) 100% do agregado miúdo
- e) 50% da água restante + aditivo caso necessário

Para cada mistura de concreto foram moldados dez corpos de prova cilíndricos de 10 x 20cm, sendo adotado o processo de adensamento manual, conforme as

recomendações da NBR 5738/84, com intuito de se avaliar o comportamento da resistência à compressão com 1, 3, 7, 28 e 91 dias.

Os corpos de prova moldados tiveram seus topos regularizados através de uma fina camada de pasta de cimento, em um intervalo compreendido entre 6 e 15 h, após a moldagem dos mesmos.

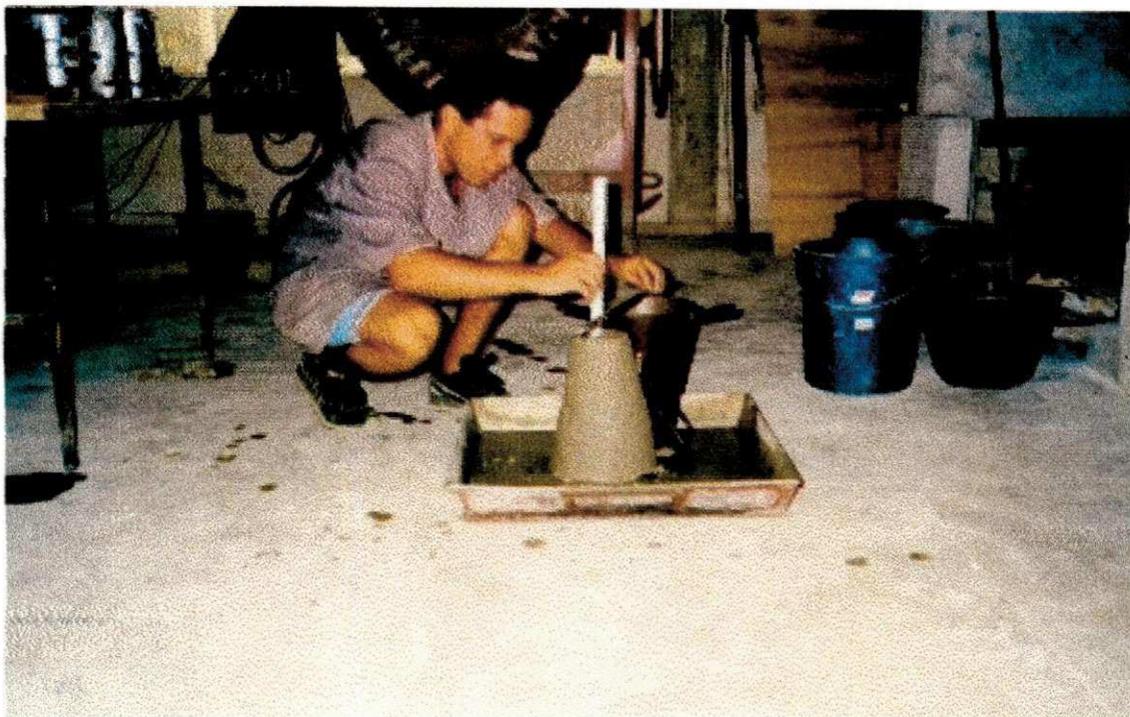


Figura 3.1. – Ensaio de abatimento de tronco de cone “Slump Test”.

### 3.2.2. Análise da resistência

A resistência do concreto produzido foi obtida através do tradicional ensaio de ruptura dos corpos de prova segundo as orientações da NBR 5739/80, nas idades já mencionadas ( 1, 3, 7, 28 e 91 dias). Para tanto utilizou-se uma prensa automática com capacidade de 120 t, ver Figura 3.2 e 3.3.

De maneira complementar também foram obtidos dados de um ensaio não destrutivo muito utilizado no concreto que é o ensaio com aparelho de ultra-som para medida indireta da resistência do material e avaliação do módulo de elasticidade. O

8802/85, ver figura 3.4. Infelizmente, devido a grande procura deste aparelho para os mais diversos tipos de estudos e trabalhos realizados pelo Laboratório de Materiais do Centro de Ciências Tecnológicas do Campus II da UFPB, não foi possível analisar todos os corpos de prova moldados com o ultra-som. Apresentam-se apenas os resultados obtidos no período em que o mesmo encontrava – se disponível.

### 3.2.3. Resultados dos ensaios

De posse de tais dados comparou-se o ganho de resistência experimental, obtido nas diversas idades em relação a padrão que é aos 28 dias, com valores teóricos estabelecidos pelo CEB(1990) e ACI (1986), em todos os concretos, com e sem sílica ativa.

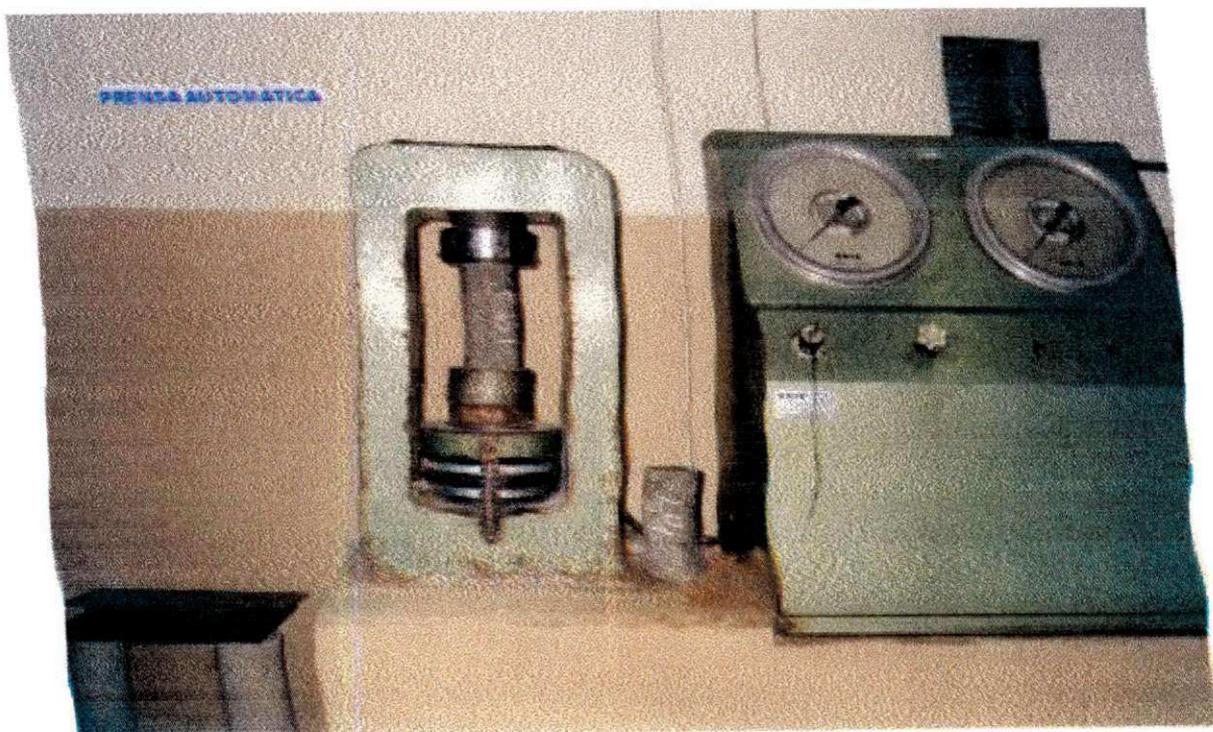


Figura 3.2 – Ensaio de ruptura de corpos de prova à compressão simples.



Figura 3.3 – Corpos de prova rompidos à compressão simples.

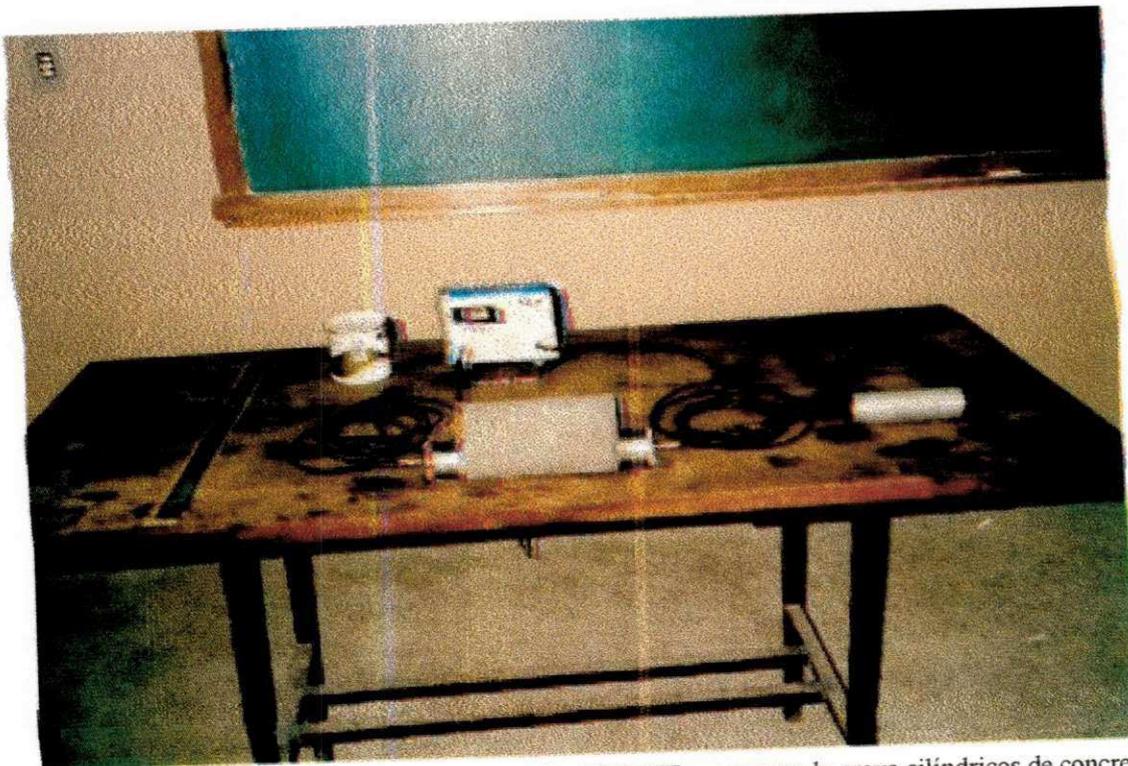


Figura 3.4 – Ensaio de ultra-som com aparelho PUNDIT em corpos de prova cilíndricos de concreto.

## CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os traços utilizados correspondentes ao C25 e C30, respectivamente, são os indicados na Tabela 4.1. Já os demais concretos confeccionados a partir destes, estão dispostos nas Tabelas 4.2 e 4.3 deste trabalho.

Tabela 4.1. Composição e características dos traços do concretos C25 e C30.

TRAÇOS PILOTOS	m	Arg (%)	$C_T$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\frac{X}{(C+SA)}$	A (%)	p/a	slump (mm)
(C25) 1:1,72:2,43: 0,48	4,14	52,8	421	0,48	9,3	1,40	30
(C30) 1:1,42:2,16: 0,45	3,58	52,8	470	0,45	9,8	1,52	40

onde:

$m = p + a$ : é a representação da quantidade total de areia e pedra no traço unitário

$Arg = 1 + a/(1 + m)$ : é o percentual de argamassa da mistura

$C_T$ : é o consumo total de aglomerante (cimento + SA) do traço

$x/(C+SA)$  = é a relação água materiais cimentícios

$A = x/(1 + m)$ : é o percentual de água da mistura

$p/a$ : é a relação pedra/areia

Slump: é a medida da consistência do concreto fresco

#### 4.1. Resistência à compressão

##### 4.1.1. Agregado granítico

A Figura 4.1 apresenta a evolução da resistência com a idade dos traços descritos na Tabela 4.1. Observa-se que os concretos apresentaram resistência média aos 28 dias superiores à necessária para sua classe. Para ambos os concretos a resistência a um dia já corresponde a cerca de 46 % daquela aos 28 dias. Nota-se também o ganho de resistência superior a 10 por cento entre os 28 e 91 dias.

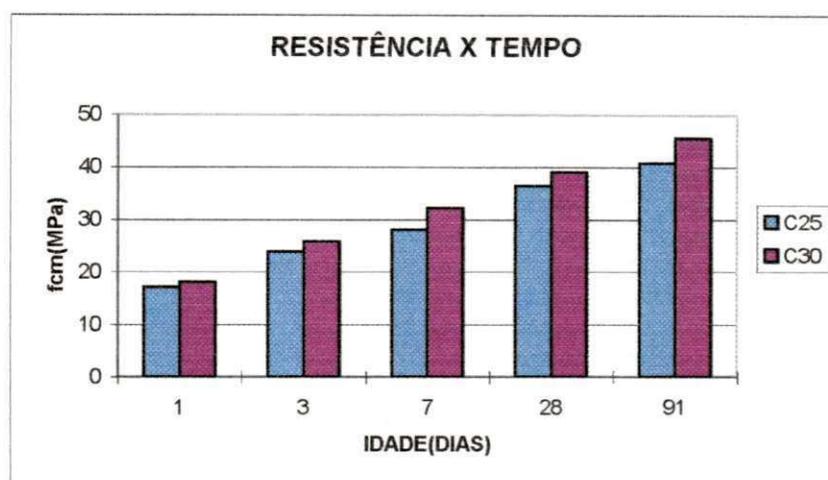


Figura 4.1. Evolução da resistência à compressão do C25 e C30 obtidos na 1ª etapa do trabalho.

As Figuras 4.2 e 4.3 abaixo mostram os resultados obtidos para o C25 e C30, respectivamente, com a sílica ativa incorporada a mistura conforme a segunda etapa da pesquisa citada no item 4.

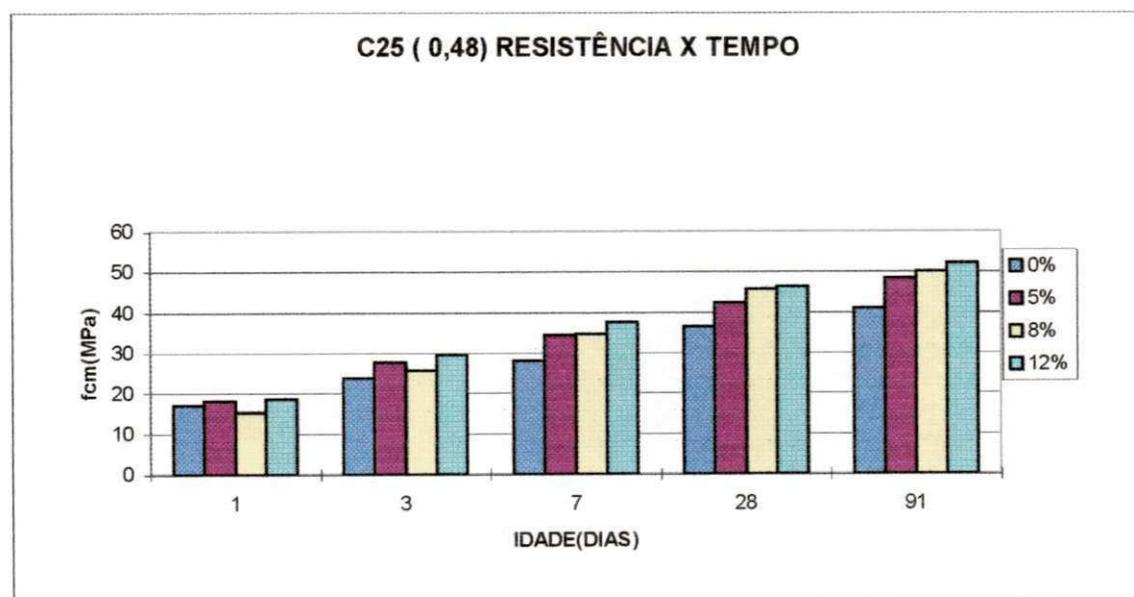


Figura 4.2 - Evolução da resistência do C25 com teores variados de sílica ativa.

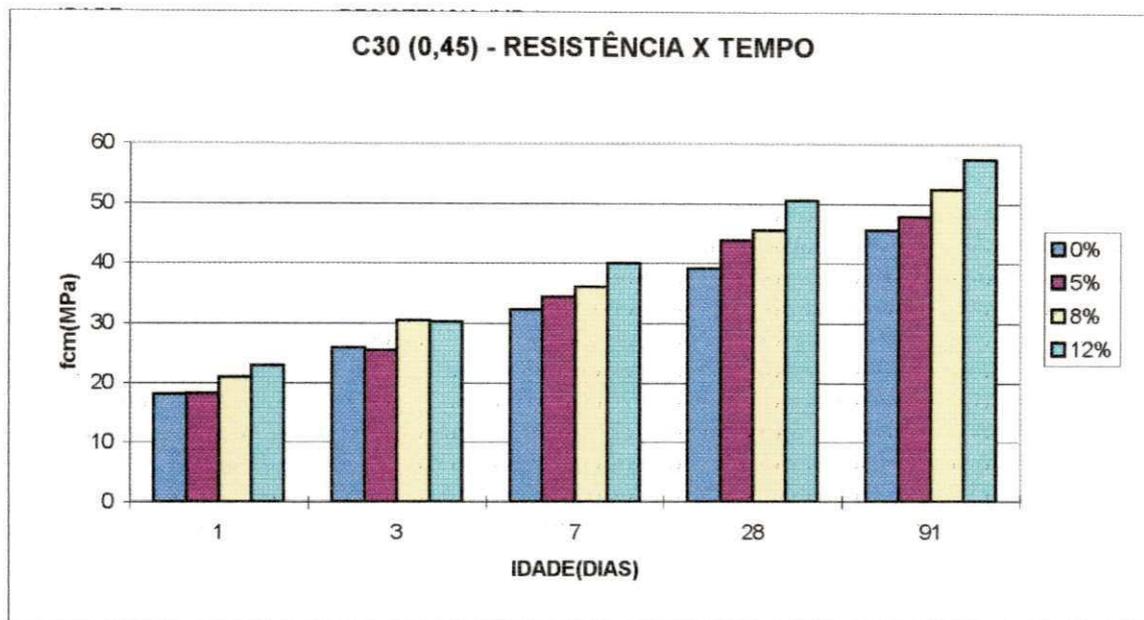


Figura 43 - Evolução da resistência do concreto C 30 com teores variados de sílica ativa.

Já se percebe claramente o benefício causado pela sílica ativa presente na mistura. Nas Figuras 4.4 a 4.7 apresentam a evolução da resistência do C25 de origem com fator água/materiais cimentícios de 0,45 e 0,40, respectivamente, bem como o C30 com fator água/ materiais cimentícios de 0,40 e 0,35, que corresponde a terceira etapa de laboratório da pesquisa, descrita anteriormente.

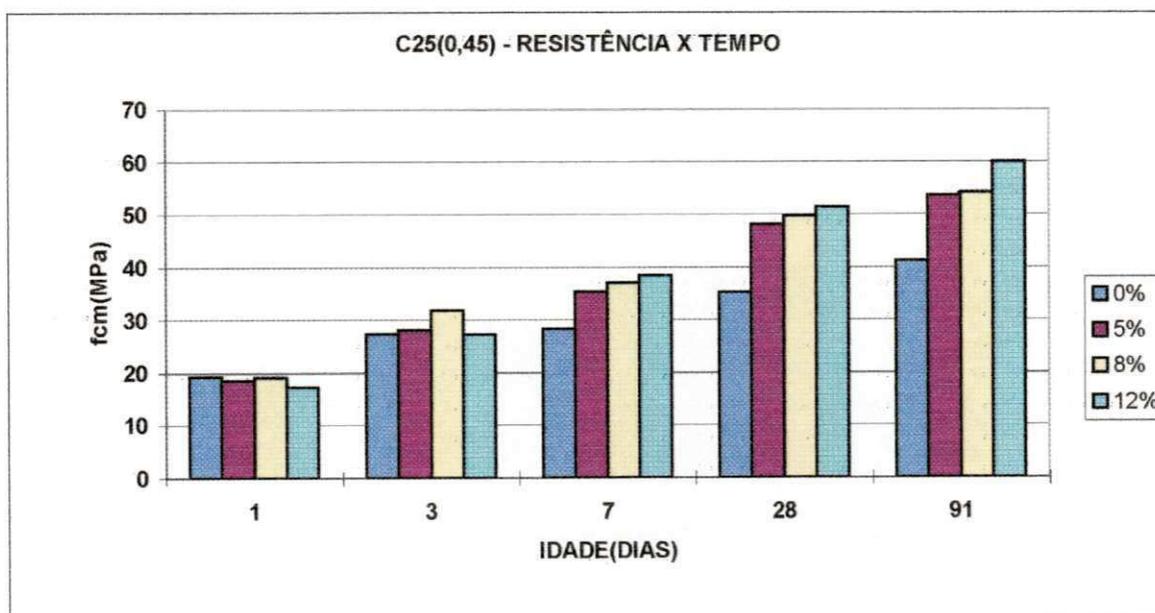


Figura 4.4.- Evolução da resistência do C25 com fator  $x/(c + m)=0,45$  e teores variados de sílica ativa.

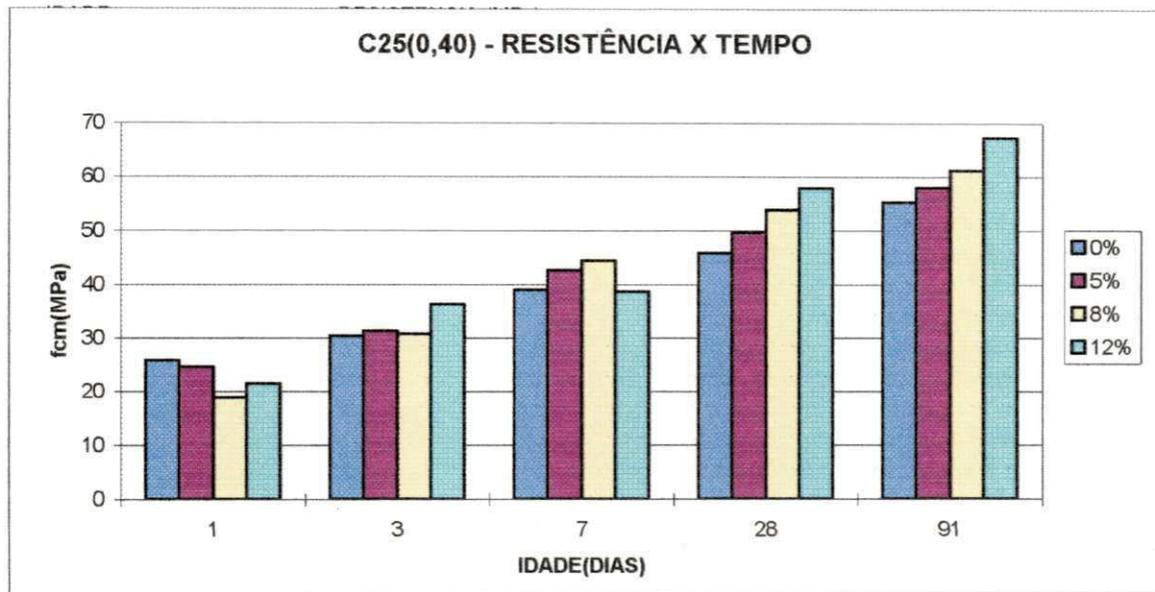


Figura 4.5.- Evolução da resistência do C25 com fator  $\alpha/(c + m)=0,40$  e teores variados de sílica ativa

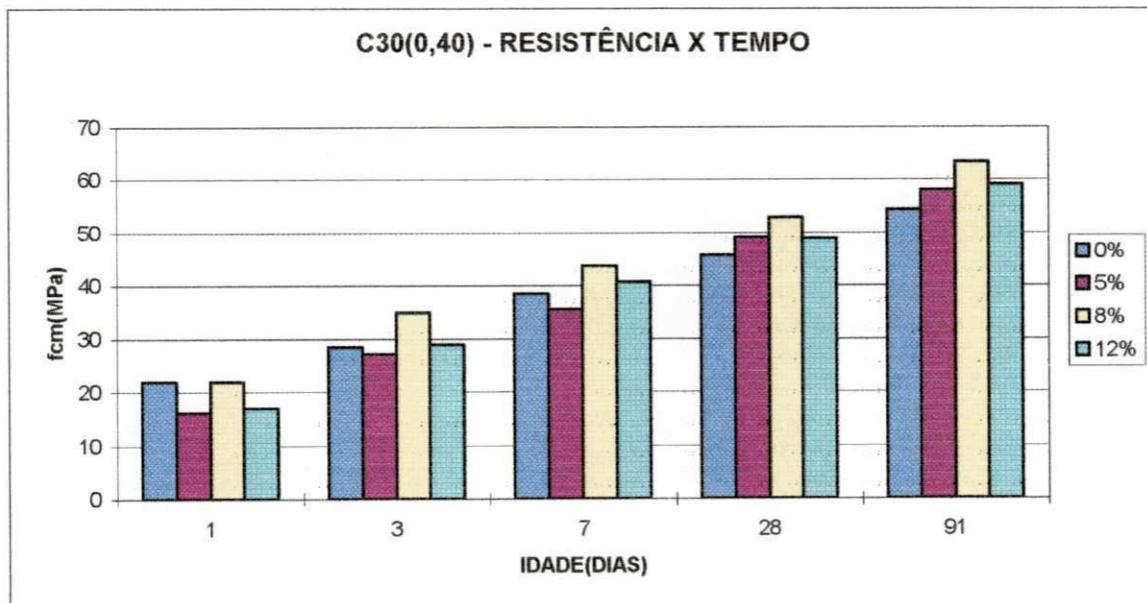


Figura 4.6.- Evolução da resistência do C30 com fator  $\alpha/(c + m)=0,40$  e teores variados de sílica ativa.

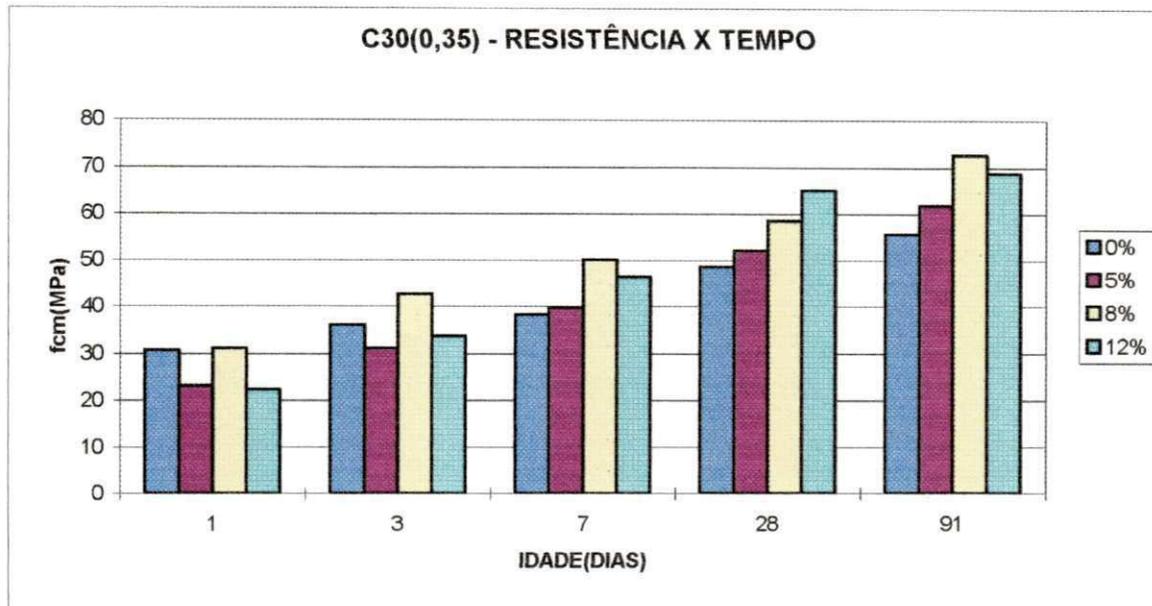


Figura 4.7 - Evolução da resistência do C30 com fator  $\alpha/(c + m)=0,35$  e teores variados de sílica ativa.

Nota-se que a substituição do cimento por microsílica parece ter produzido decréscimo relativo da resistência no primeiro dia. No entanto, já aos 3 dias, o ganho de resistência se faz sentir claramente. Neste último caso, uma taxa de substituição de só 5 % já produziu um bom ganho em relação ao concreto só com cimento. Este acréscimo de resistência nas primeiras idades foi baixo nos concretos apresentados anteriormente e também nos que se seguem, provavelmente isto se deve ao fato de o traço correspondente ao C25 com fator água/ligantes de 0,45 ter permitido um melhor e mais homogênea dispersão da sílica no processo de mistura.

#### 4.1.2. Seixo rolado

Os traços e teores de sílica ativa utilizados foram os mesmos empregados com a pedra granítica, no entanto, reduziu-se ao máximo a relação águas/materiais cimentícios de modo a se obter um Slump mínimo compreendido entre 1 e 3cm. Para o primeiro traço (C25 de origem) foram confeccionados dois concretos com fator água/materiais cimentícios de 0,40 e 0,37, já para o segundo traço (C30 de origem) usaram – se fatores de 0,35 e 0,32. Os resultados obtidos encontram-se nas figuras 4.8 a 4.11.

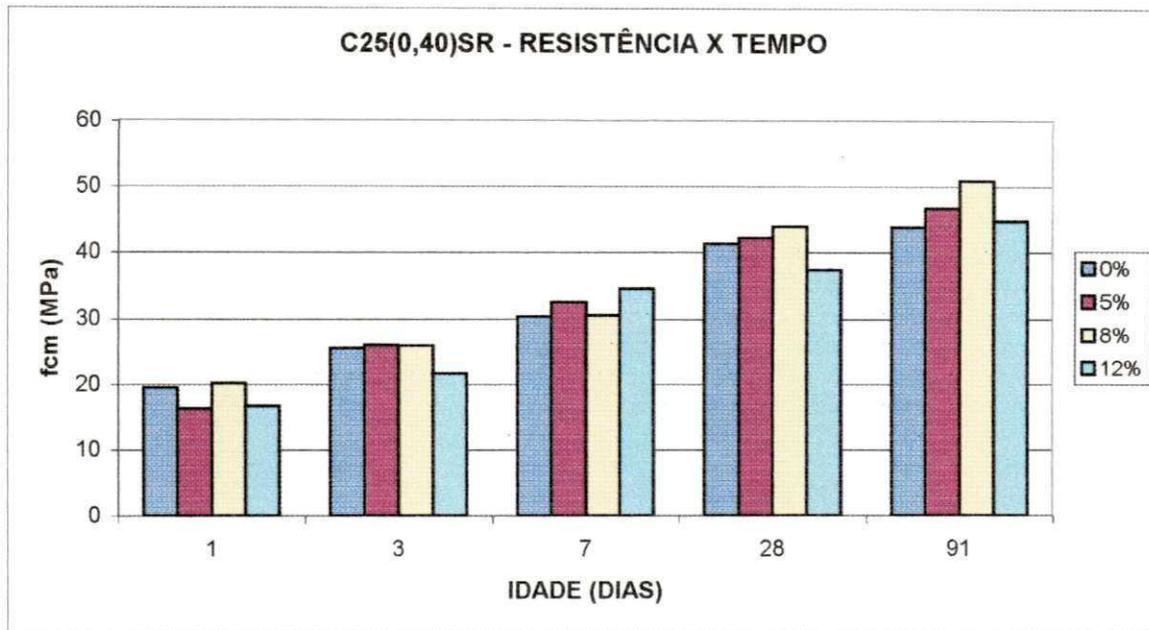


Figura 4.8 – Evolução da resistência com o tempo do C25 de origem com  $\alpha/(c+m) = 0,40$ , com teores variados de sílica ativa e tendo seixo rolado como agregado graúdo.

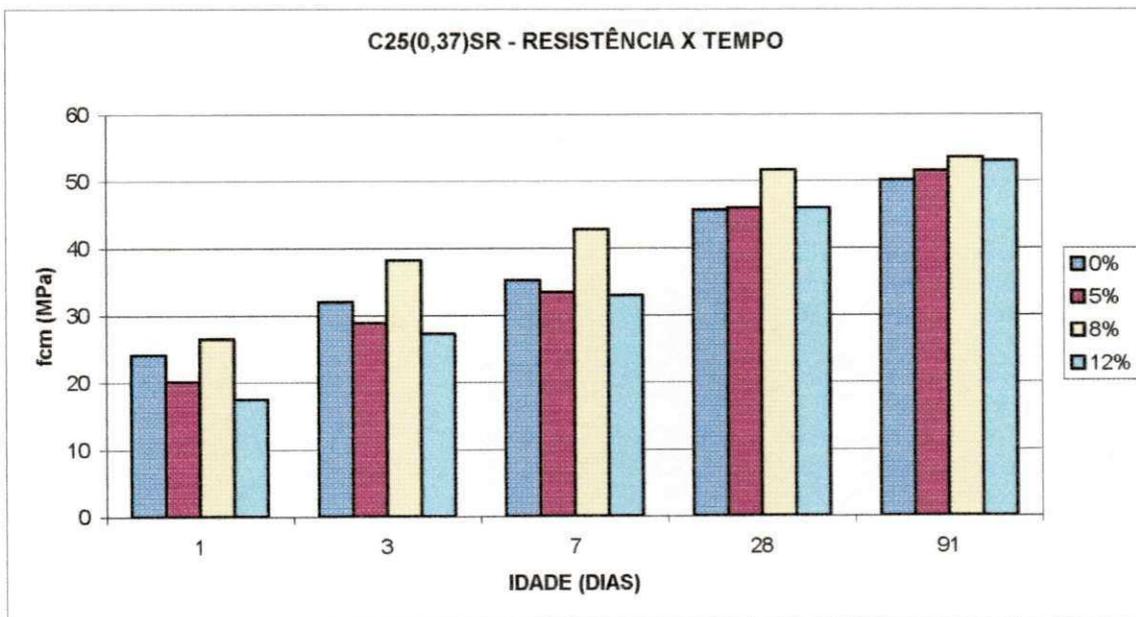


Figura 4.9 – Evolução da resistência com o tempo do C25 de origem com  $\alpha/(c+m) = 0,37$ , com teores variados de sílica ativa e tendo seixo rolado como agregado graúdo.

Tabela 4.2. Composição e caracterização dos concretos confeccionados com pedra granítica utilizados na pesquisa

TRAÇO MASSA	X	Agr. Graúdo	Teor SA	Abreviação	C <sub>T</sub> kg/m <sup>3</sup>	C <sub>R</sub> kg/m <sup>3</sup>	SP %	Slump (mm)	f <sub>c1</sub> (MPa)	f <sub>c3</sub> (MPa)	f <sub>c7</sub> (MPa)	f <sub>c28</sub> (MPa)	f <sub>c91</sub> (MPa)	f <sub>c1</sub>	f <sub>c3</sub>	f <sub>c7</sub>	f <sub>c91</sub>	f <sub>SA</sub>
	C+SA													f <sub>c28</sub>	f <sub>c28</sub>	f <sub>c28</sub>	f <sub>c28</sub>	
1:1,72:2,43	0,48	BRITA	0%	C25-0,48-0%	421	421,00	0,00	50,0	17,06	23,81	28,01	36,54	40,82	0,467	0,652	0,767	1,117	1,000
			5%	C25-0,48-5%	421	399,95	1,00	120,0	18,21	27,63	34,38	42,24	48,40	0,431	0,654	0,814	1,146	1,156
			8%	C25-0,48-8%	421	387,32	1,50	30,0	15,41	25,59	34,63	45,67	54,11	0,337	0,560	0,758	1,095	1,250
			12%	C25-0,48-12%	421	370,42	2,00	40,0	18,59	29,67	37,56	46,31	52,17	0,401	0,641	0,811	1,126	1,428
1:1,72:2,43	0,45	BRITA	0%	C25-0,45-0%	427	427,00	1,00	65,0	19,15	27,32	28,23	35,20	41,18	0,544	0,776	0,802	1,170	1,000
			5%	C25-0,45-5%	427	405,65	1,00	50,0	18,46	28,14	35,40	48,13	53,50	0,384	0,585	0,737	1,112	1,367
			8%	C25-0,45-8%	427	392,84	1,50	50,0	18,97	31,83	37,05	49,70	54,11	0,493	0,828	0,964	1,089	1,412
			12%	C25-0,45-12%	427	375,76	2,00	55,0	17,19	27,25	38,45	51,44	60,01	0,334	0,530	0,747	1,166	1,461
1:1,72:2,43	0,40	BRITA	0%	C25-0,40-0%	436	436,00	2,00	60,0	25,85	30,42	38,94	45,75	55,26	0,565	0,665	0,851	1,208	1,000
			5%	C25-0,40-5%	436	414,20	2,00	30,0	24,71	31,32	42,53	49,66	57,93	0,498	0,631	0,856	1,166	1,085
			8%	C25-0,40-8%	436	401,12	2,50	35,0	18,85	30,82	44,31	53,75	61,20	0,351	0,573	0,824	1,139	1,175
			12%	C25-0,40-12%	436	383,68	2,50	30,0	21,52	36,29	38,58	57,80	67,61	0,372	0,628	0,667	1,170	1,263
1:1,42:2,16	0,45	BRITA	0%	C30-0,45-0%	470	470,00	0,00	50,0	18,07	25,85	32,21	39,05	45,55	0,463	0,662	0,825	1,166	1,000
			5%	C30-0,45-5%	470	446,50	0,50	58,0	18,21	25,46	34,38	43,80	47,87	0,416	0,581	0,785	1,093	1,122
			8%	C30-0,45-8%	470	432,40	0,50	30,0	21,01	30,43	36,03	45,53	52,36	0,461	0,668	0,719	1,150	1,166
			12%	C30-0,45-12%	470	413,60	1,00	45,0	22,92	30,18	39,98	50,55	57,42	0,453	0,597	0,791	1,136	1,294
1:1,42:2,16	0,40	BRITA	0%	C30-0,40-0%	482	482,00	1,00	40,0	21,90	28,40	38,43	45,62	54,28	0,480	0,623	0,842	1,190	1,000
			5%	C30-0,40-5%	482	457,90	1,00	35,0	16,17	27,12	35,53	49,15	58,00	0,329	0,552	0,723	1,180	1,077
			8%	C30-0,40-8%	482	443,44	1,50	55,0	21,90	34,89	43,67	52,84	63,41	0,414	0,660	0,826	1,200	1,158
			12%	C30-0,40-12%	482	424,16	1,50	30,0	17,06	28,90	40,62	48,90	59,08	0,349	0,591	0,831	1,208	1,072
1:1,42:2,16	0,35	BRITA	0%	C30-0,35-0%	493	493,00	2,00	65,0	30,56	36,03	40,24	48,57	58,57	0,686	0,808	0,903	1,247	1,000
			5%	C30-0,35-5%	493	468,35	2,00	57,0	23,18	31,07	39,73	51,95	61,75	0,446	0,821	0,765	1,189	1,070
			8%	C30-0,35-8%	493	453,56	2,00	35,0	31,06	42,65	50,03	58,43	72,58	0,532	0,730	0,856	1,242	1,203
			12%	C30-0,35-12%	493	433,84	2,50	20,0	22,41	33,61	46,35	64,94	68,75	0,346	0,518	0,714	1,059	1,337

Tabela 4.3. Composição e caracterização dos concretos confeccionados com seixo rolado utilizados na pesquisa

TRAÇO MASSA	X	Agr. Graúdo	Teor SA	Abreviação	C <sub>T</sub> kg/m <sup>3</sup>	C <sub>R</sub> kg/m <sup>3</sup>	SP %	Slump (mm)	f <sub>c1</sub> (MPa)	f <sub>c3</sub> (MPa)	f <sub>c7</sub> (MPa)	f <sub>c28</sub> (MPa)	f <sub>c91</sub> (MPa)	f <sub>c1</sub>	f <sub>c3</sub>	f <sub>c7</sub>	f <sub>c91</sub>	η <sub>SA</sub>
	C+SA													f <sub>c28</sub>	f <sub>c28</sub>	f <sub>c28</sub>	f <sub>c28</sub>	
1:1,72:2,43	0,40	SEIXO	0%	C25-0,40-0%-SR	436	436,00	0,50	60,0	19,48	25,47	30,30	41,31	43,80	0,472	0,617	0,733	1,060	1,000
			5%	C25-0,40-5%-SR	436	414,20	1,00	70,0	16,30	25,98	32,47	42,15	46,73	0,387	0,616	0,770	1,109	1,020
			8%	C25-0,40-8%-SR	436	401,12	1,00	50,0	20,12	25,85	30,56	43,92	50,93	0,458	0,589	0,696	1,160	1,177
			12%	C25-0,40-12%-SR	436	383,68	1,50	50,0	16,68	21,65	34,51	37,31	44,77	0,447	0,580	0,925	1,200	0,903
1:1,72:2,43	0,37	SEIXO	0%	C25-0,37-0%-SR	442	441,94	2,00	60,0	24,07	31,96	35,12	45,55	50,08	0,528	0,702	0,771	1,099	1,000
			5%	C25-0,37-0%-SR	442	419,84	2,00	55,0	20,12	28,78	33,36	45,83	51,44	0,442	0,632	0,732	1,129	1,052
			8%	C25-0,37-0%-SR	442	406,58	2,50	50,0	26,48	38,20	42,78	51,57	53,44	0,513	0,741	0,829	1,036	1,184
			12%	C25-0,37-0%-SR	442	388,91	2,50	40,0	17,45	27,25	32,85	45,84	53,01	0,381	0,594	0,717	1,156	1,053
1:1,42:2,16	0,35	SEIXO	0%	C25-0,35-0%-SR	493	493,00	1,00	52,0	20,56	25,63	30,34	40,93	47,00	0,502	0,626	0,741	1,148	1,000
			5%	C25-0,35-5%-SR	493	468,35	1,50	55,0	20,76	27,63	32,34	43,93	47,11	0,472	0,629	0,736	1,072	1,006
			8%	C25-0,35-8%-SR	493	453,56	2,00	55,0	27,25	35,78	40,87	47,11	50,04	0,578	0,759	0,868	1,062	1,132
			12%	C25-0,35-12%-SR	493	433,84	2,00	50,0	23,67	35,14	40,88	50,93	59,59	0,465	0,690	0,803	1,170	1,006
1:1,42:2,16	0,32	SEIXO	0%	C30-0,32-0%-SR	501	500,84	2,00	35,0	26,62	28,33	30,88	40,20	49,72	0,662	0,705	0,768	1,237	1,000
			5%	C30-0,32-5%-SR	501	475,80	2,00	30,0	28,65	30,50	34,12	45,07	50,80	0,636	0,677	0,821	1,187	1,121
			8%	C30-0,32-8%-SR	501	460,77	2,50	33,0	31,93	33,07	37,02	45,20	53,48	0,706	0,732	0,819	1,183	1,124
			12%	C30-0,32-12%-SR	501	440,74	2,50	27,0	19,10	27,25	39,22	47,49	53,83	0,402	0,574	0,826	1,134	1,129

Onde – C<sub>T</sub> – consumo total de aglomerante no traço

C<sub>R</sub> – consumo de cimento no traço

SP – teor de superplastificante utilizado em relação ao C<sub>T</sub>

f<sub>cj</sub> – resistência média à compressão a “j” dias

η<sub>SA</sub> – rendimento da sílica ativa aos 28 dias, em relação ao seu correspondente sem adição

#### 4.2. Análise da influência do tipo de agregado graúdo na resistência à compressão do concreto

Nas Figuras 4.12 e 4.13 tem – se uma comparação das resistências dos concretos com agregado granítico e aquele com seixo rolado ( correspondendo ao traço C25 ) todos com fator  $x/(C + SA)$  de 0,40 e teor de substituição de 5%. Já nas Figuras 4.14 a 4.17 apresentam – se gráficos comparativos entre traços de relação água/ materiais cimentícios de 0,35 e teor de sílica ativa de 5, 8 e 12%, relativos ao C30 de origem tanto para o concreto com brita como para o com seixo rolado. Os traços confeccionados com seixo rolado estão indicado nos gráfico pela sigla SR e da pedra britada pela sigla B.

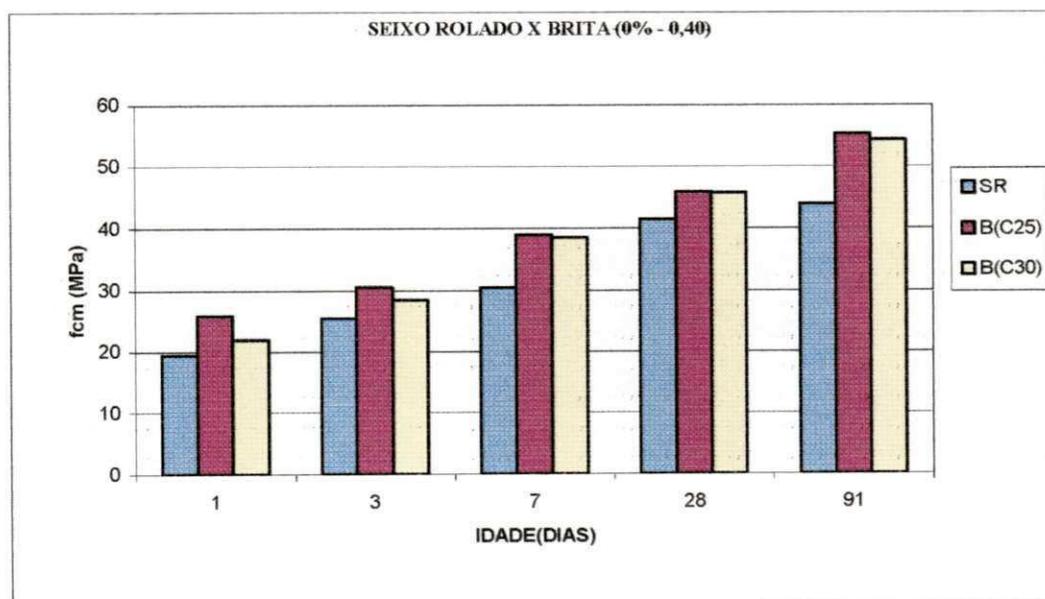


Figura 4.12 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita (B) e seixo rolado (SR) para um teor de 0% de SA e um fator  $x/(C+SA) = 0,40$ .

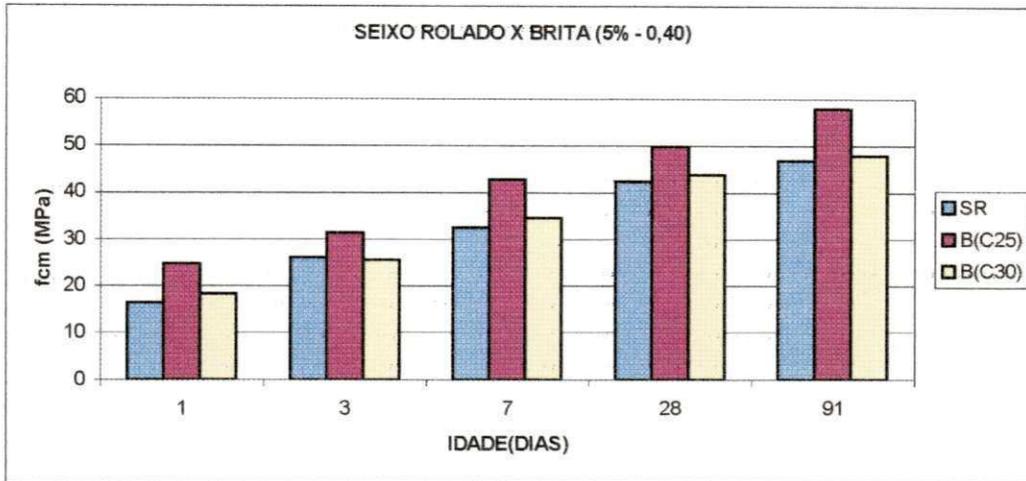


Figura 4.13 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 05% de SA e um fator  $\alpha/(C+SA) = 0,40$ .

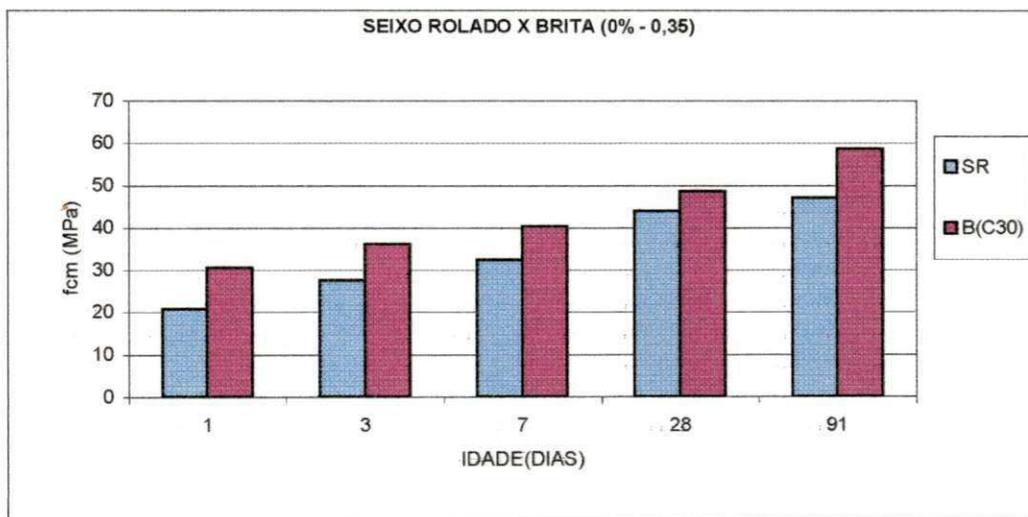


Figura 4.14 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 0% de SA e um fator  $\alpha/(C+SA) = 0,35$ .

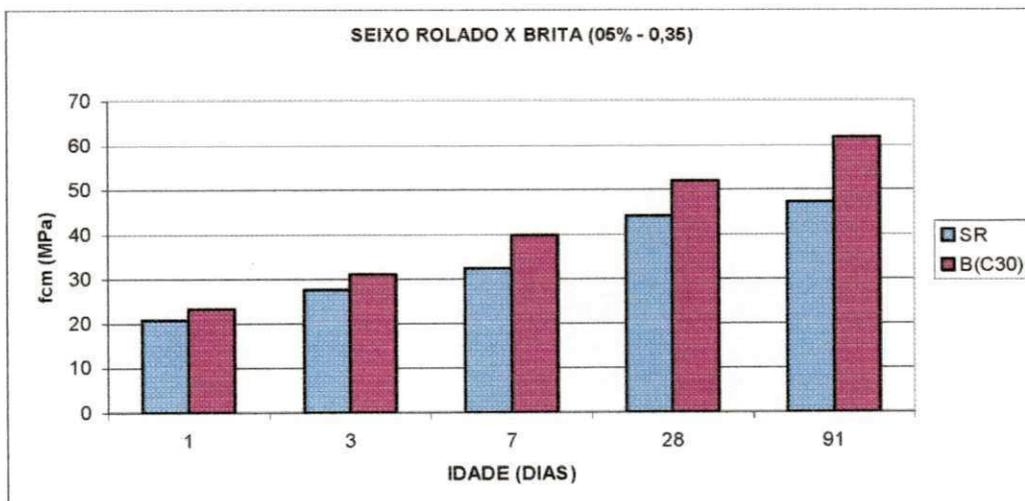


Figura 4.15 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 05% de SA e um fator  $\alpha/(C+SA) = 0,35$ .

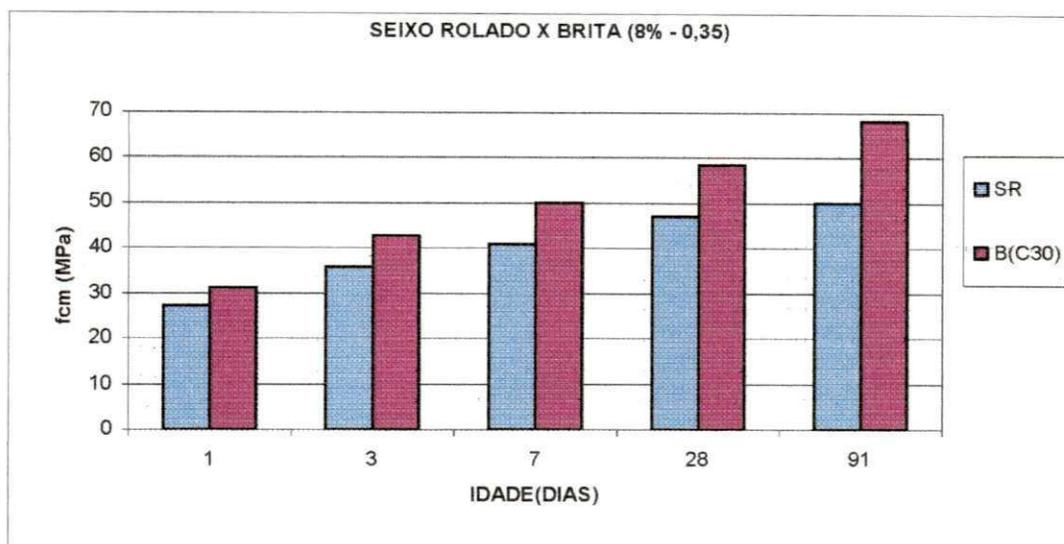


Figura 4.16 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 8% de SA e um fator  $x/(C+SA) = 0,35$ .

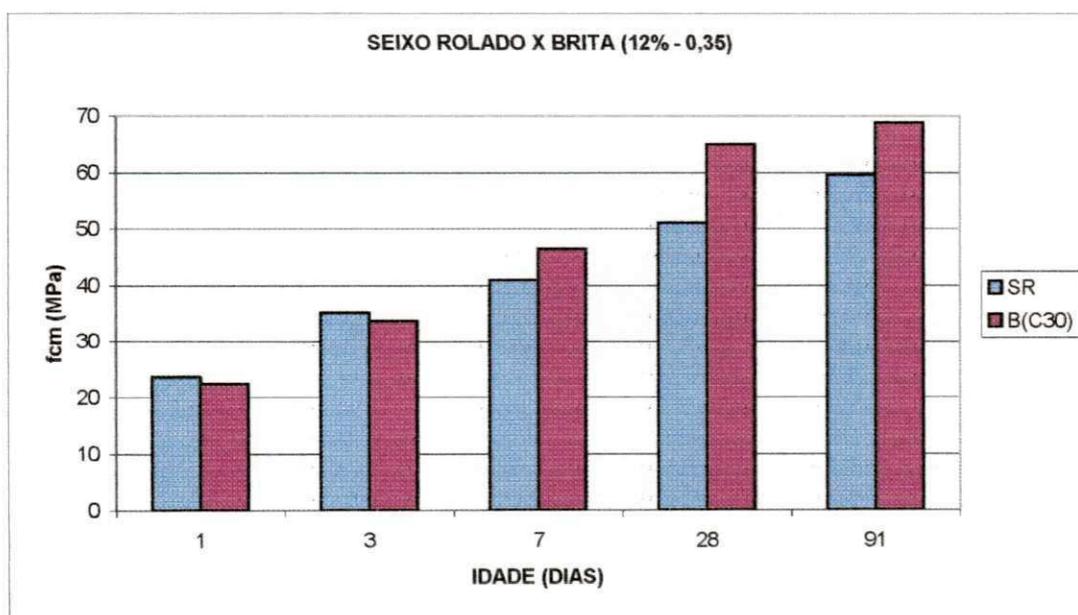


Figura 4.17 – Gráfico comparativo entre concretos confeccionados com brita e seixo rolado (SR) para um teor de 12% de SA e um fator  $x/(C+SA) = 0,35$ .

Nota – se que o concreto com seixo rolado apresenta menor resistência comparada aos concretos com brita, provavelmente devido a sua superfície muito lisa. A zona de transição não se fortificou o suficiente para equiparar as resistências. Percebe – se também que a pedra granítica, no que diz respeito a resistência à compressão aos 28 dias, chega a superar em quase 15% para os concretos sem sílica e em 27% para os com

silica ativa, sendo este resultado já esperado por estar de acordo com a literatura existente.

### 4.3. Modelos Teóricos de Resistência

#### 4.3.1. Committee Eurointernational du Beton (CEB)

Como visto no item 2.14.1 pelo Código Modelo do CEB(1990) a resistência à compressão do concreto evolui de acordo com a expressão  $f_{cj} = \beta_c(t) \cdot f_{c28}$ , onde  $\beta_c(t)$  é um coeficiente que varia de acordo com o tipo de cimento utilizado, e normalmente considera-se que os cimentos compostos, como é o caso dos CPII são de endurecimento lento. Cumpre então verificar se com o CP II F esta consideração é coerente.

Na Tabela 4.4 a mostram-se as relações entre as resistências teóricas em diversas idades e aos 28 dias para os dois casos da equação 2.1: coeficiente  $s = 0,25$  e  $s = 0,38$ .

Tabela 4.4. Relação  $f_{cj}/f_{c28}$  da expressão do CEB.

IDADE (dias)	$B_c(t) = f_{cj}/f_{c28}$	
	$S = 0,25$	$S = 0,38$
1	0,34	0,20
3	0,60	0,48
7	0,78	0,68
28	1,00	1,00
91	1,12	1,18

As Figuras 4.18 a 4.37 a seguir mostram a comparação entre os valores teóricos do CEB, com os experimentais obtidos pelos concretos C25, C30 confeccionados com a pedra britada e nos traços com o teor de 5, 8 e 12% de silica ativa.

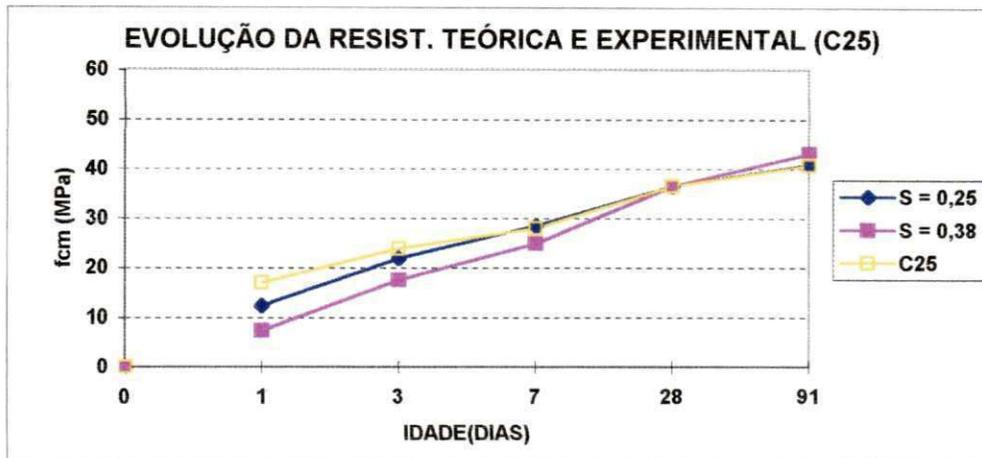


Figura 4.18. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25.

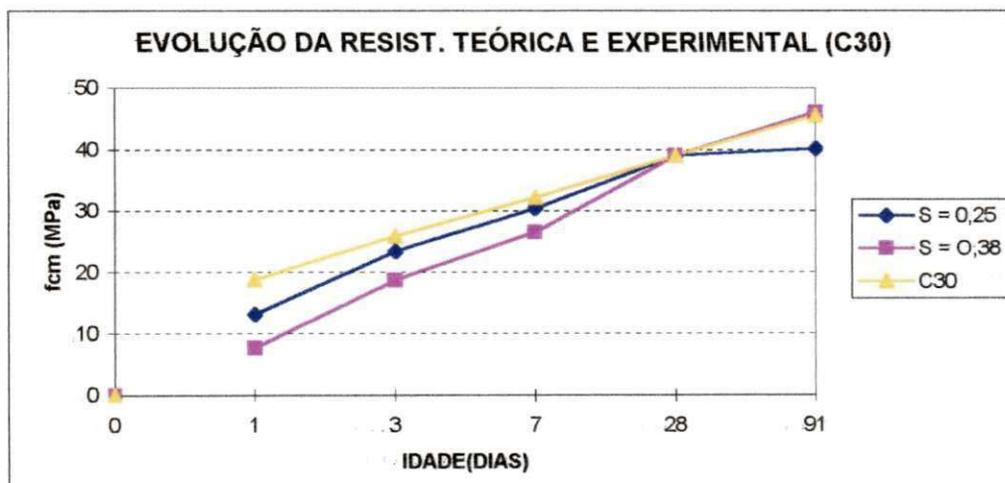


Figura 4.19. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30.

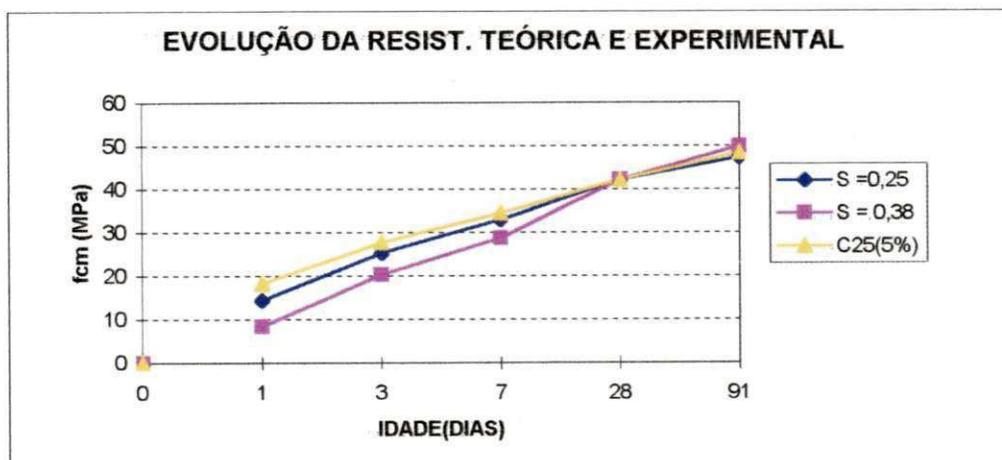


Figura 4.20. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com 5% de sílica ativa.

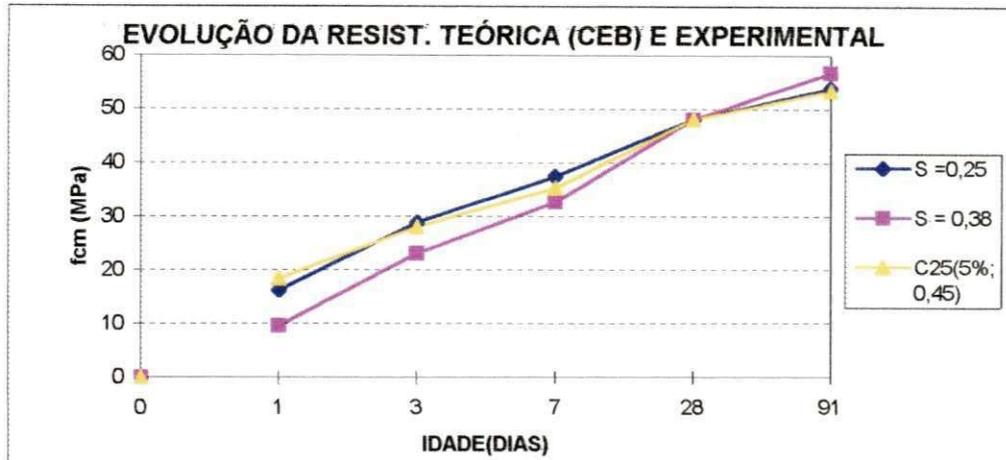


Figura 4.21. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 5% de sílica ativa.

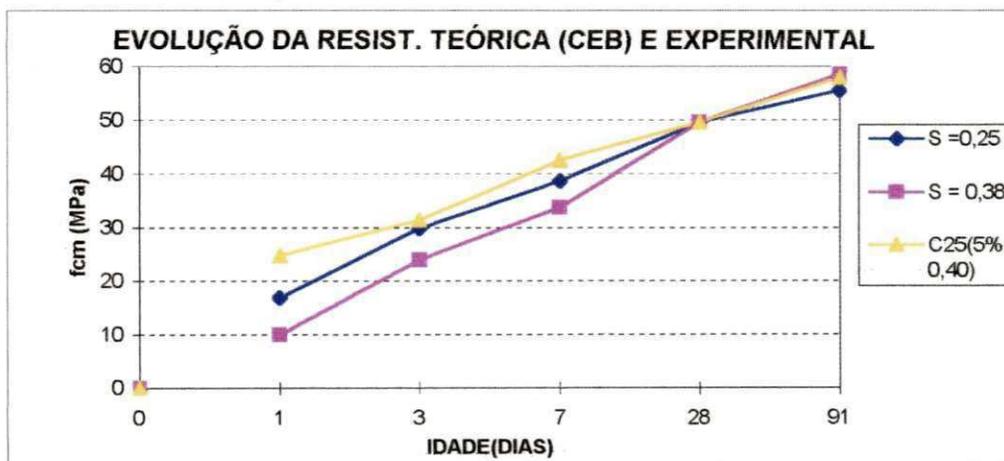


Figura 4.22. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 5% de sílica ativa.

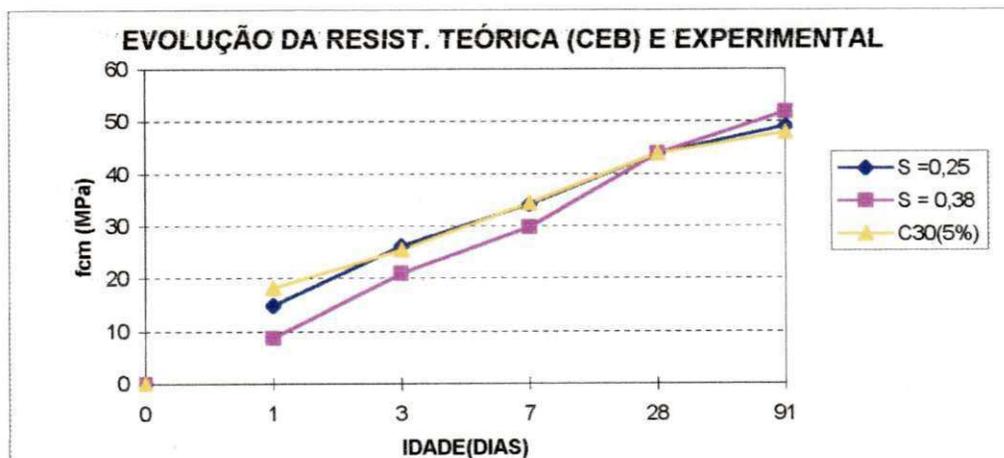


Figura 4.23. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 5% de sílica ativa.



Figura 4.24. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 5% de sílica ativa.

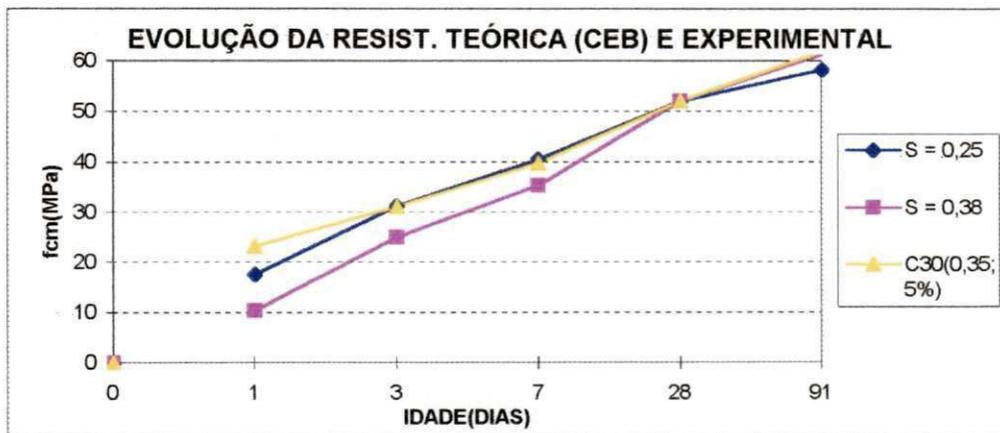


Figura 4.25. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,35$  e 5% de sílica ativa.

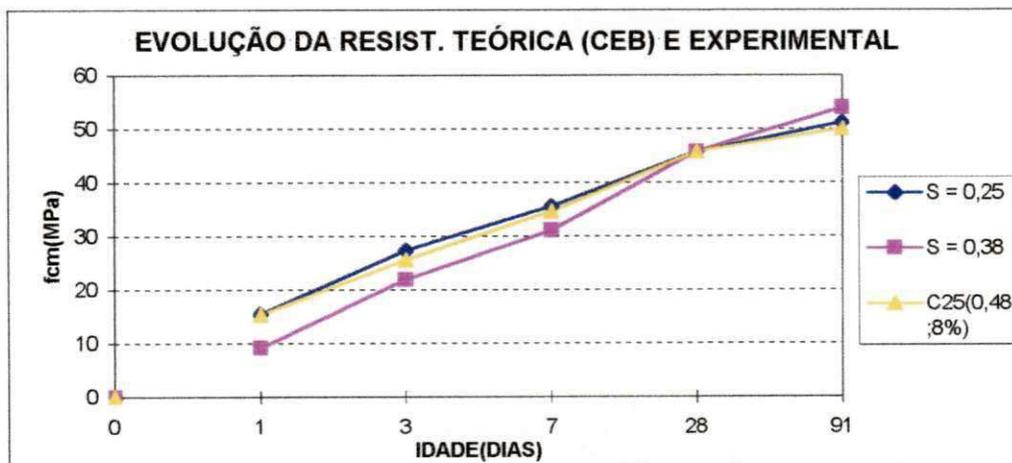


Figura 4.26. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,48$  e 8% de sílica ativa.

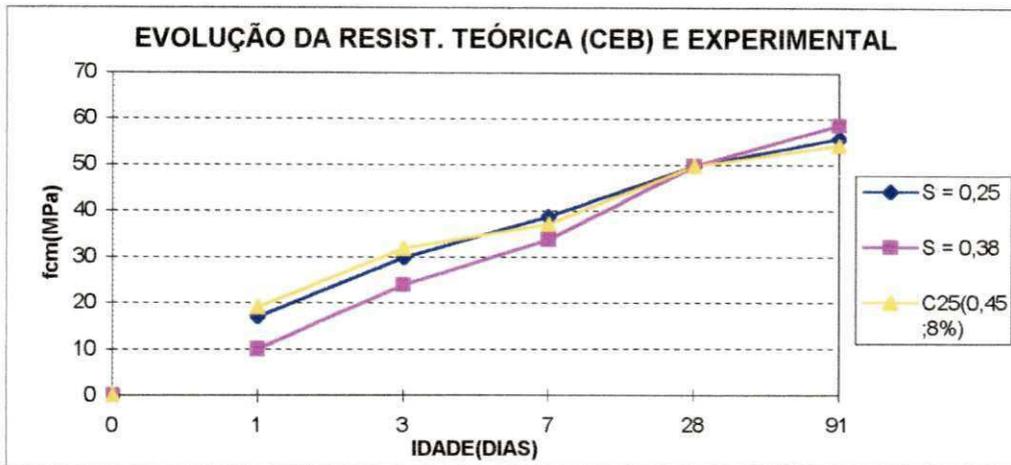


Figura 4.27. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 8% de sílica ativa.

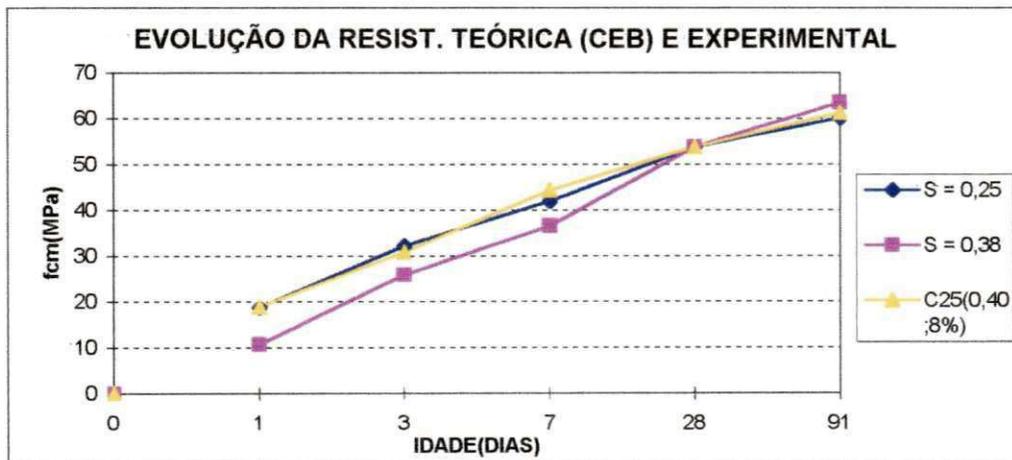


Figura 4.28. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 8% de sílica ativa.

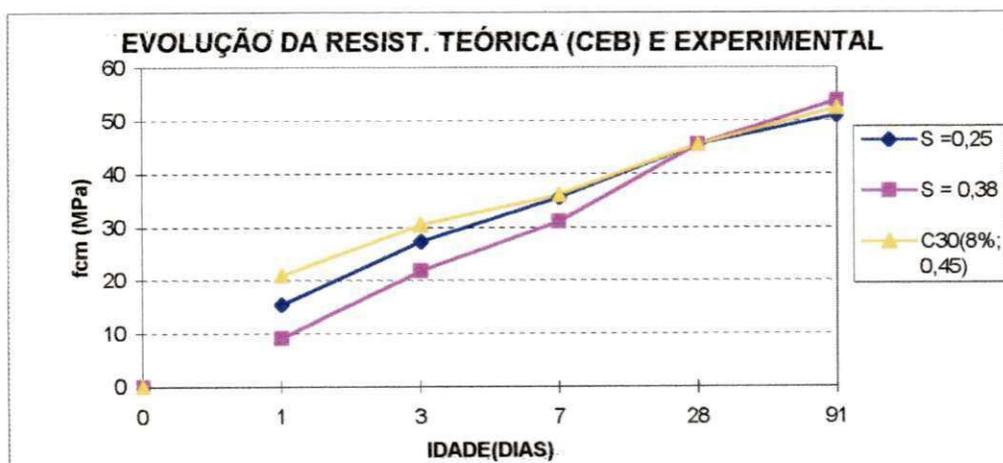


Figura 4.29. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 8% de sílica ativa.

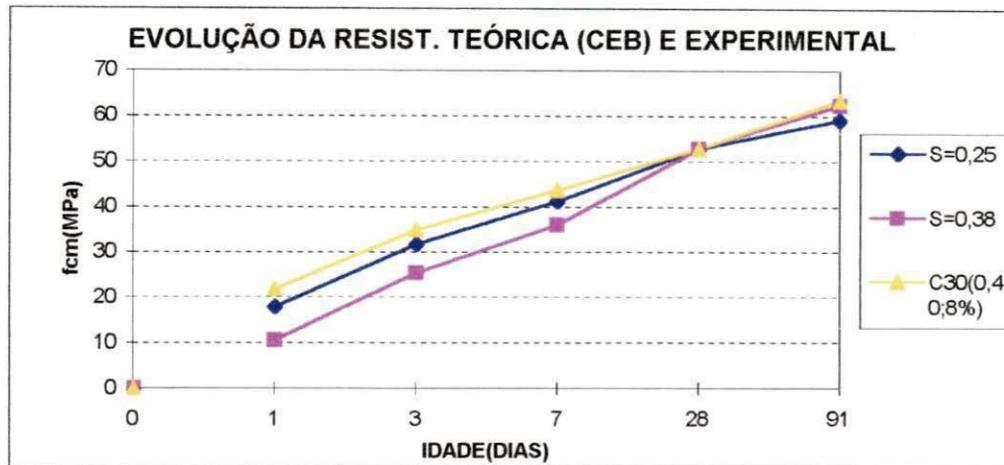


Figura 4.30. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 8% de sílica ativa.

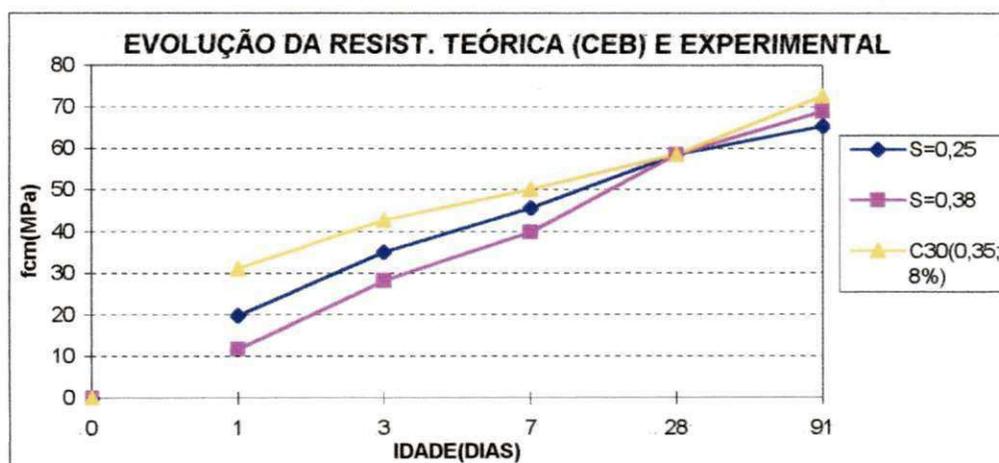


Figura 4.31. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,35$  e 8% de sílica ativa.

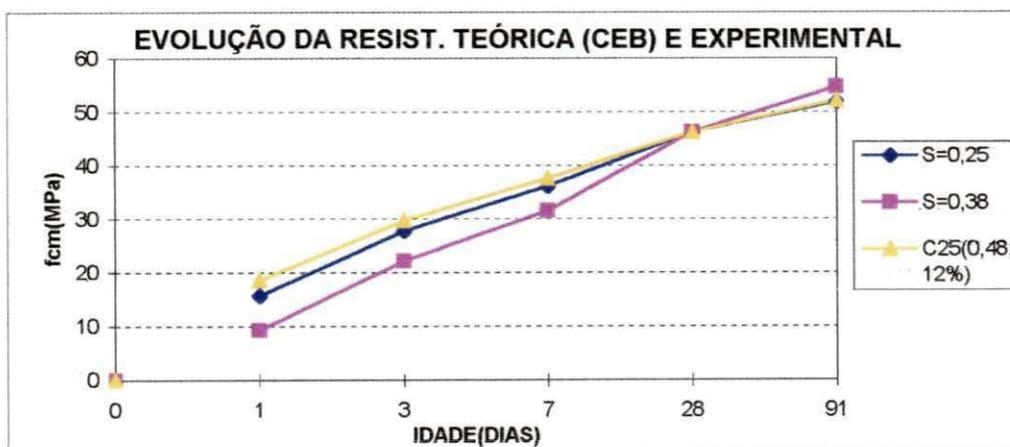


Figura 4.32 Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,48$  e 12% de sílica ativa.

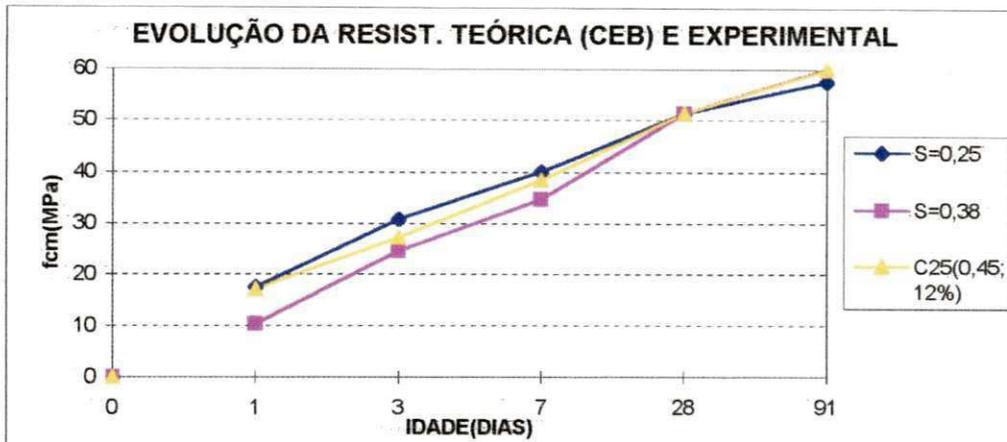


Figura 4.33. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 12% de sílica ativa.

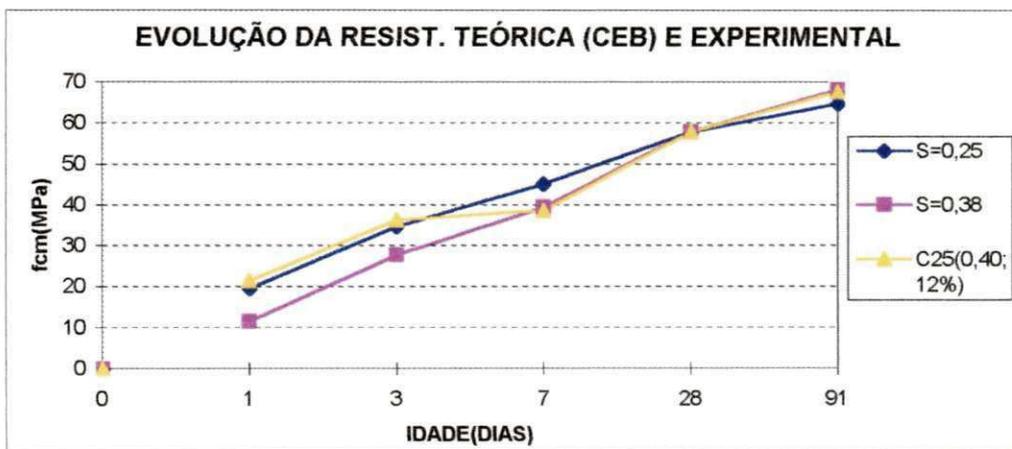


Figura 4.34. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais C25 com  $x/(c + SA) = 0,40$  e 12% de sílica ativa

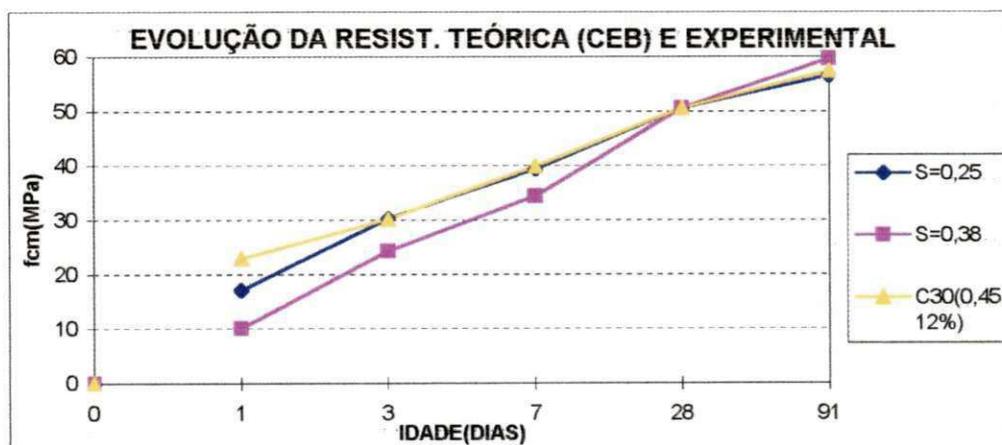


Figura 4.35 Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c + SA) = 0,45$  e 12% de sílica ativa.

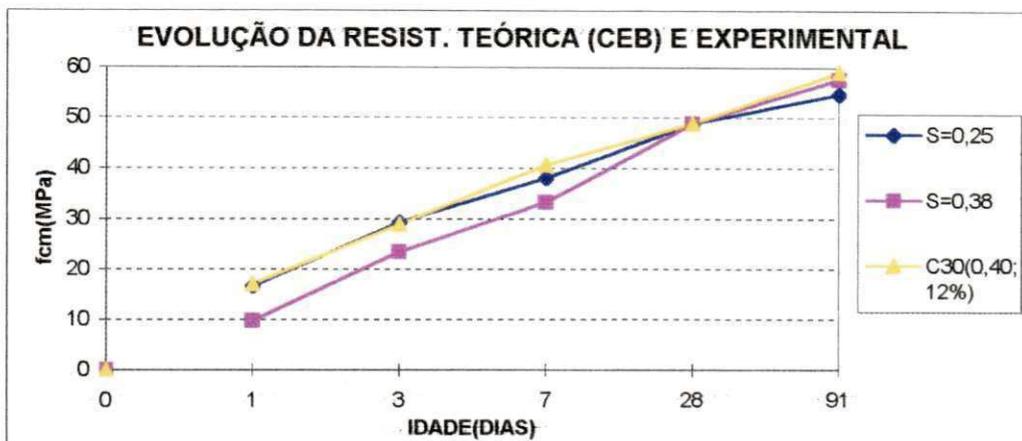


Figura 4.36. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais C30 com  $x/(c + SA) = 0,40$  e 12% e sílica ativa.

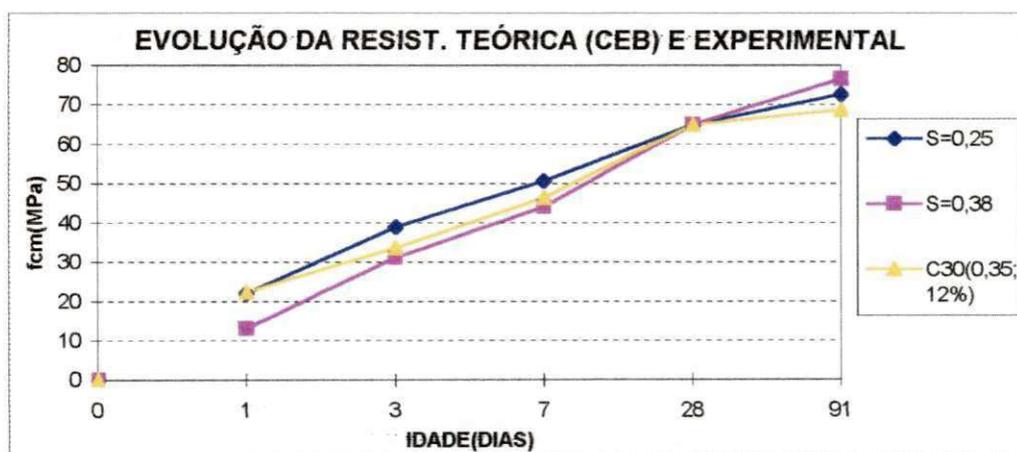


Figura 4.37. Curvas de resistência teóricas do CEB e valores experimentais do C30 com  $x/(c + SA) = 0,35$  e 12% de sílica ativa.

Analisando-se as Figuras mostradas acima percebe-se que a curva do CEB que mais se aproximou, na maioria das vezes, dos resultados experimentais obtidos nesta pesquisa foi o correspondente ao CP I, ou seja,  $S = 0,25$ , enquanto que o segundo,  $S = 0,38$  que corresponde ao CP II, de uma maneira geral produziu resultados um pouco inferiores aos de laboratório. Mostrando neste caso que o CP II F utilizado não teve uma evolução lenta da resistência à compressão. Este fato está coerente com os resultados obtidos por BARBOSA et al (1995), em trabalhos realizados na região com materiais locais.

Os resultados obtidos neste trabalho, embora com reduzido número de ensaios realizados, vêm confirmar a necessidade de se conhecer melhor os materiais

disponíveis e de se determinar com maior precisão coeficientes que realmente sejam condizentes com materiais e métodos de produção de concreto utilizados na região.

#### 4.3.2. American Concrete Institute (ACI)

Como visto no item 2.14.1 o ACI ( 1986 ) recomenda a equação 2.2 para estimativa da evolução da resistência à compressão do concreto em função da idade (grau de hidratação) e tipo de cimento, tais valores encontram-se resumidos na Tabela 4.10 abaixo:

Tabela 4.5. Coeficientes de correlação da resistência do ACI

IDADE (Dias)	ACI	
	CPI	ARI
1	0,32	0,31
3	0,46	0,59
7	0,70	0,80
28	1,00	1,00
91	1,12	1,06

As Figuras 4.38 a 4.55 a seguir, apresentam gráficos comparativos entre os resultados teóricos do ACI e os resultados experimentais obtidos neste trabalho.

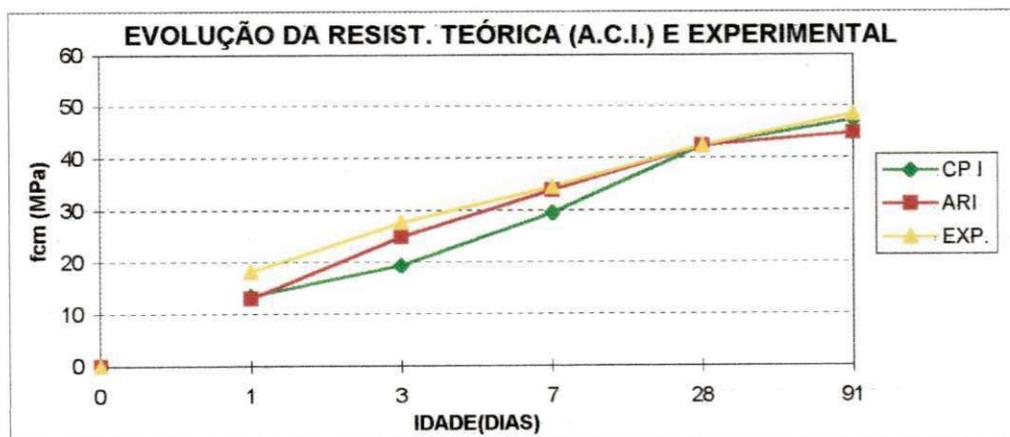


Figura 4.38. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,48$  com 5% de sílica ativa.

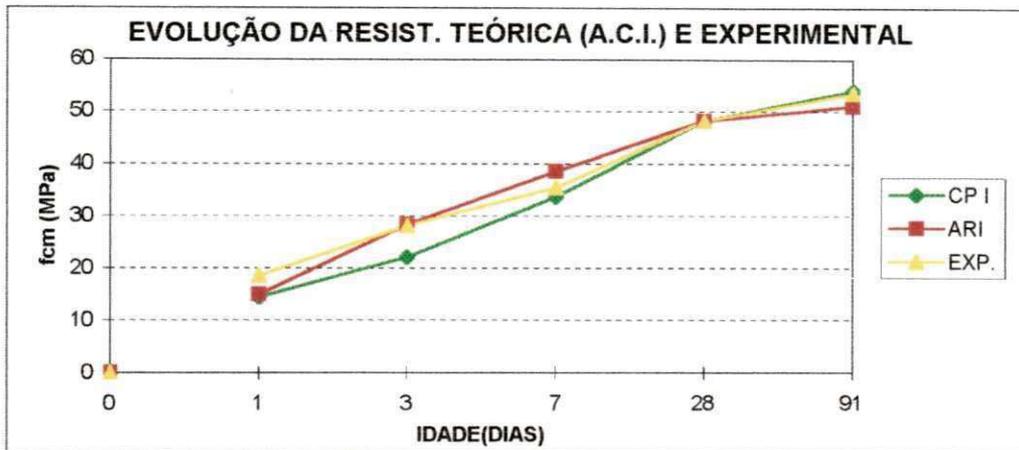


Figura 4.39. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 5% de sílica ativa.



Figura 4.40. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 5% de sílica ativa.

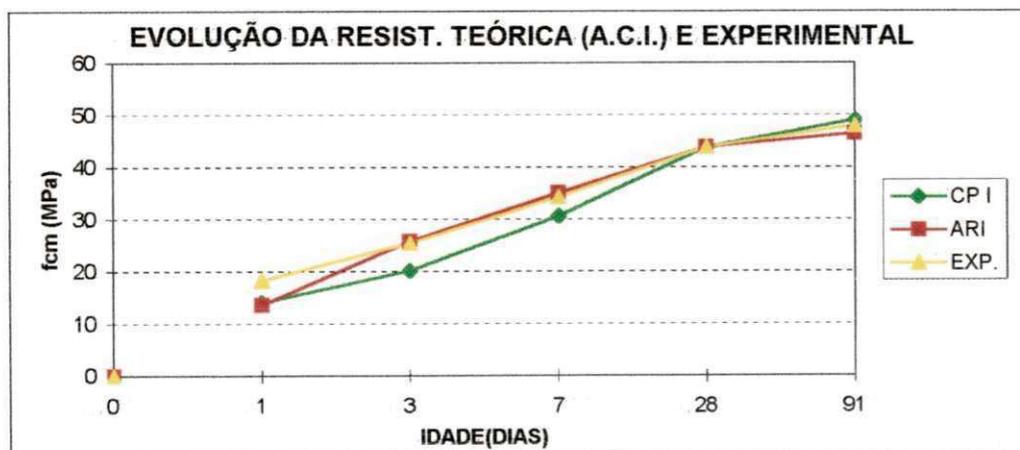


Figura 4.41. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 5% de sílica ativa.

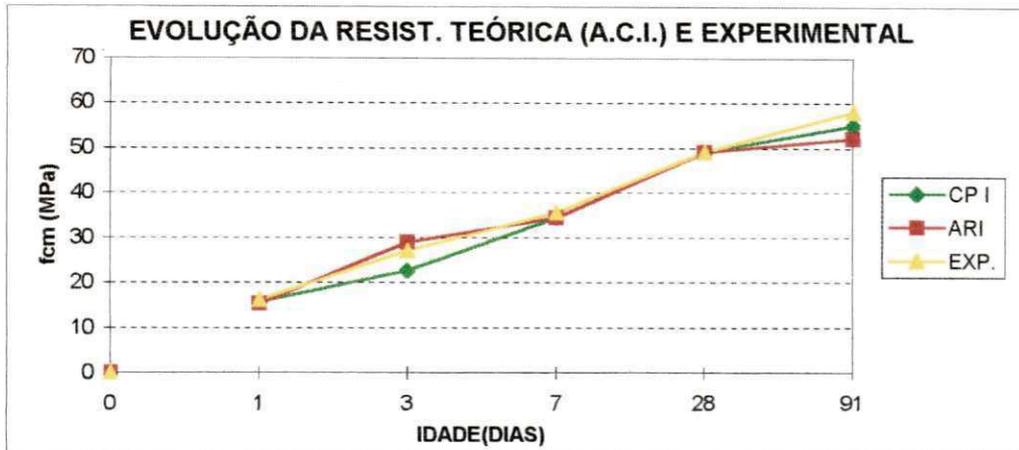


Figura 4.42. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 5% de sílica ativa.

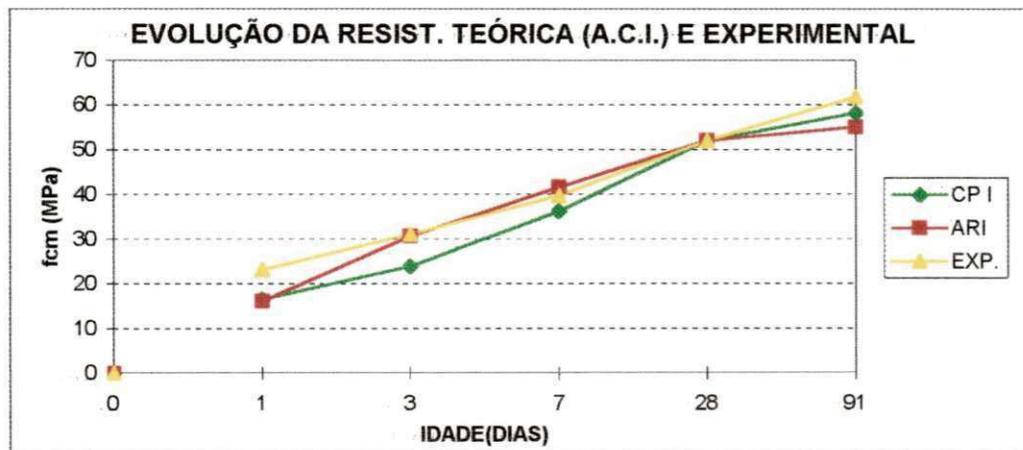


Figura 4.43. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,35$  e 5% de sílica ativa.

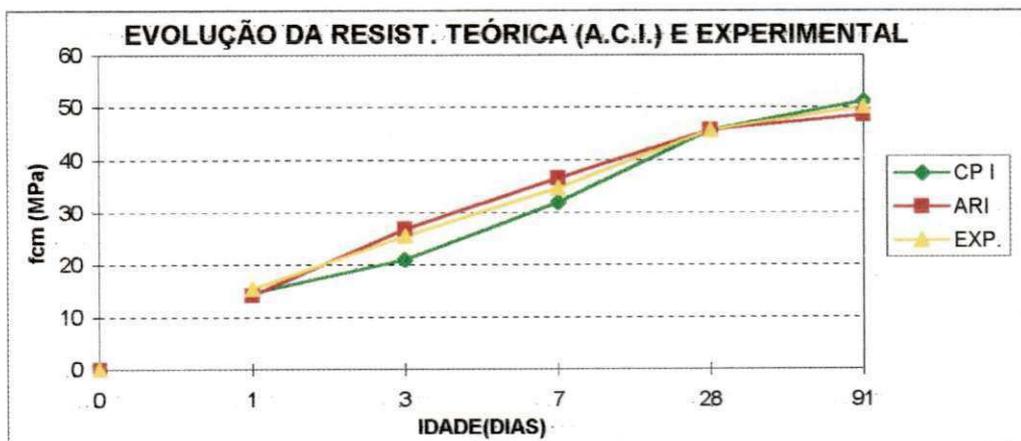


Figura 4.44. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,48$  e 08% de sílica ativa.

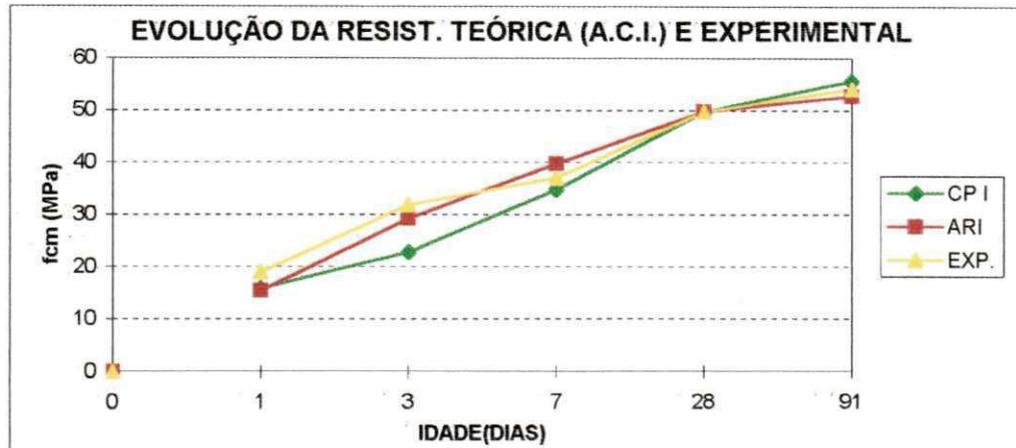


Figura 4.45. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 8% de sílica ativa.

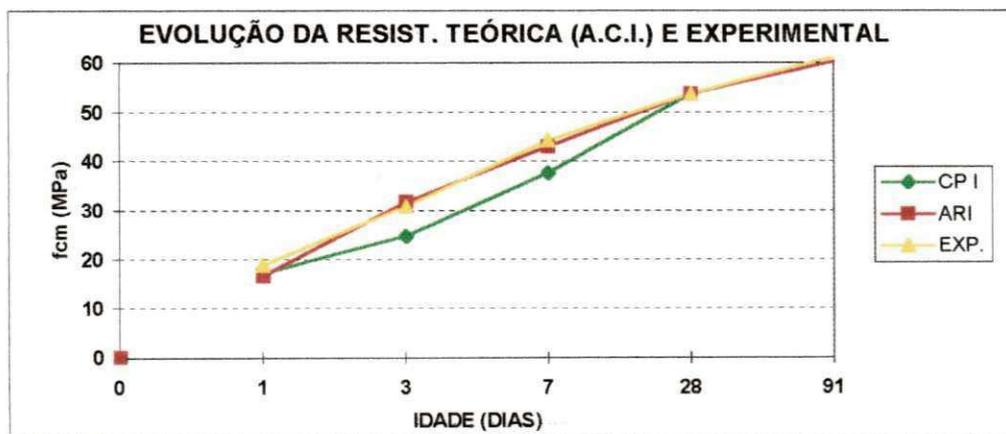


Figura 4.46. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 8% de sílica ativa.



Figura 4.47. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e 8% de sílica ativa.

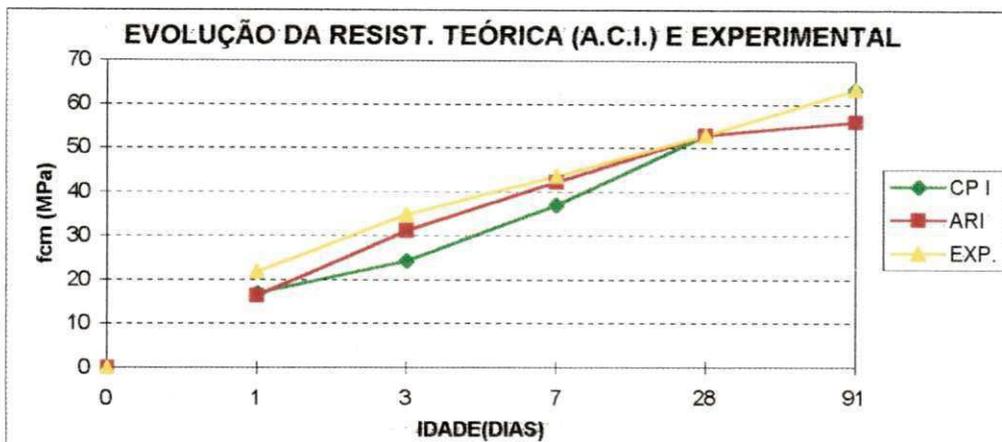


Figura 4.48. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 8% de sílica ativa.

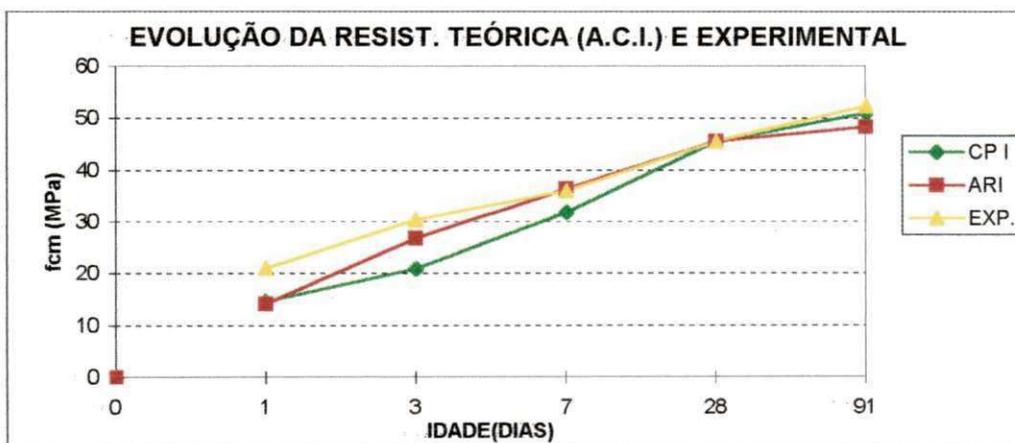


Figura 4.49. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,35$  e 8% de sílica ativa.

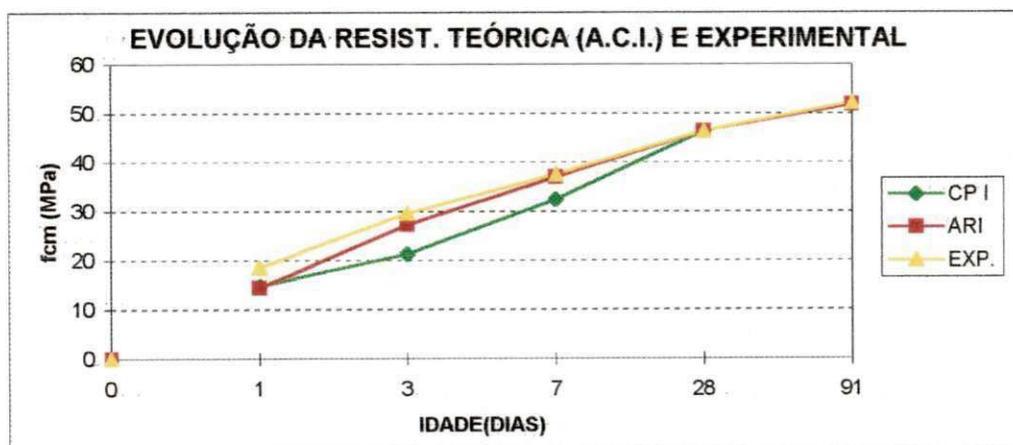


Figura 4.50. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,48$  e com 12% de sílica ativa.

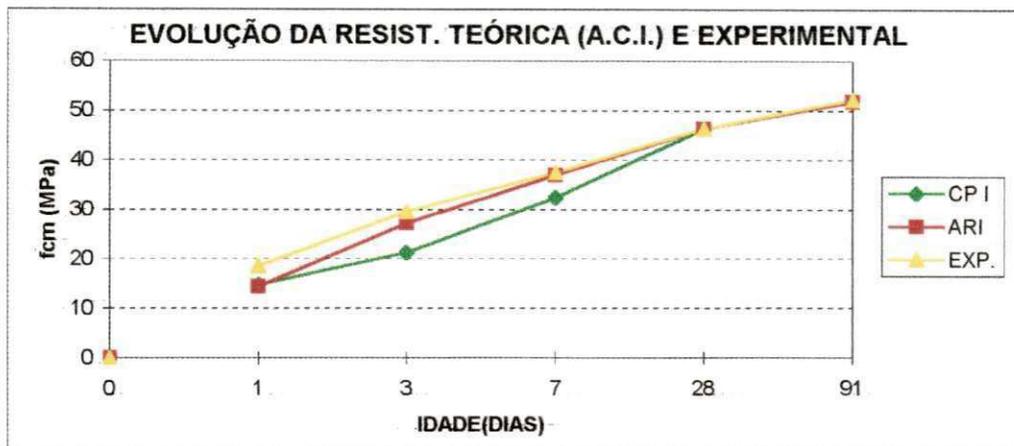


Figura 4.51. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,45$  e com 12% de sílica ativa.

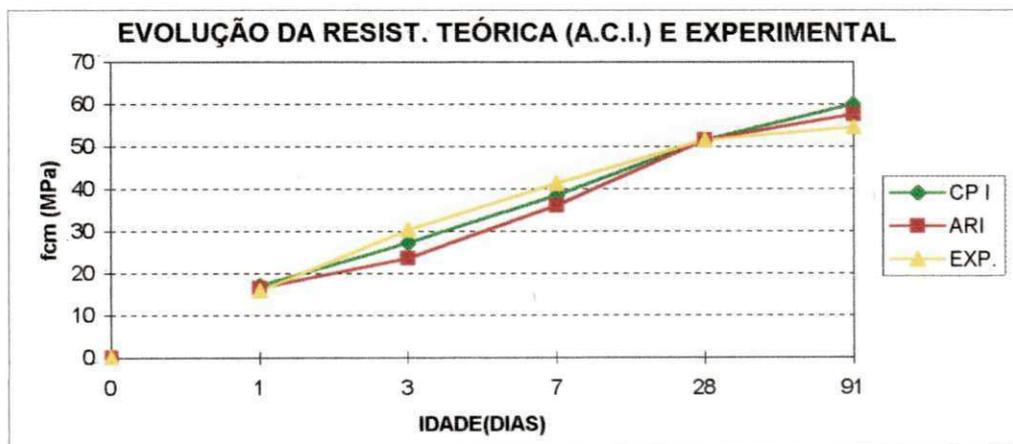


Figura 4.52. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C25 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 12% de sílica ativa.

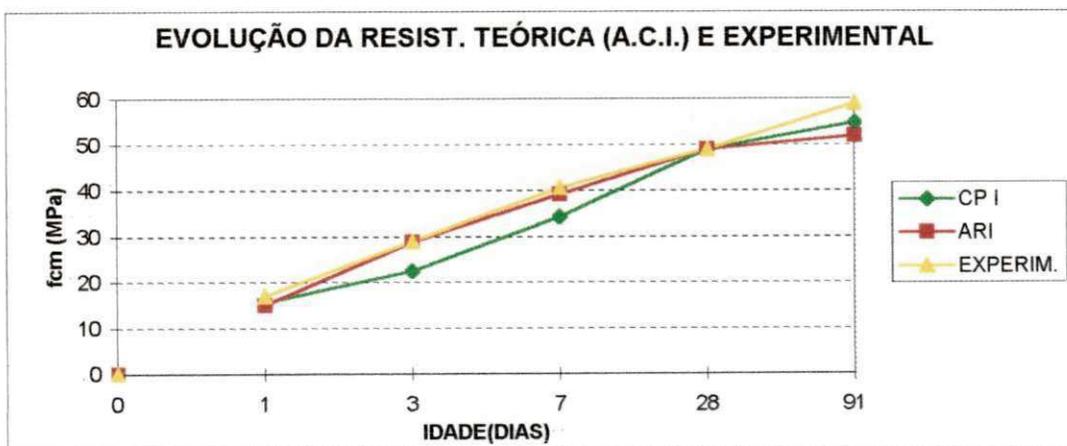


Figura 4.53. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 12% de sílica ativa.

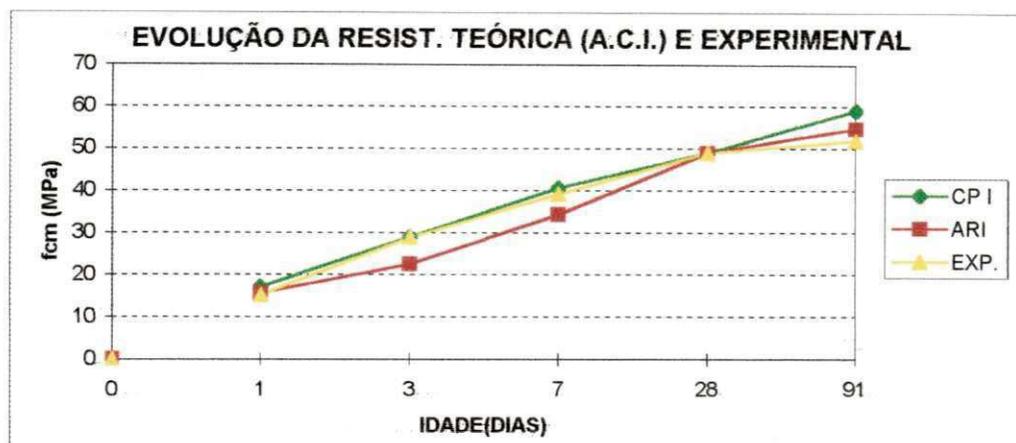


Figura 4.54. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,40$  e 12% de sílica ativa.

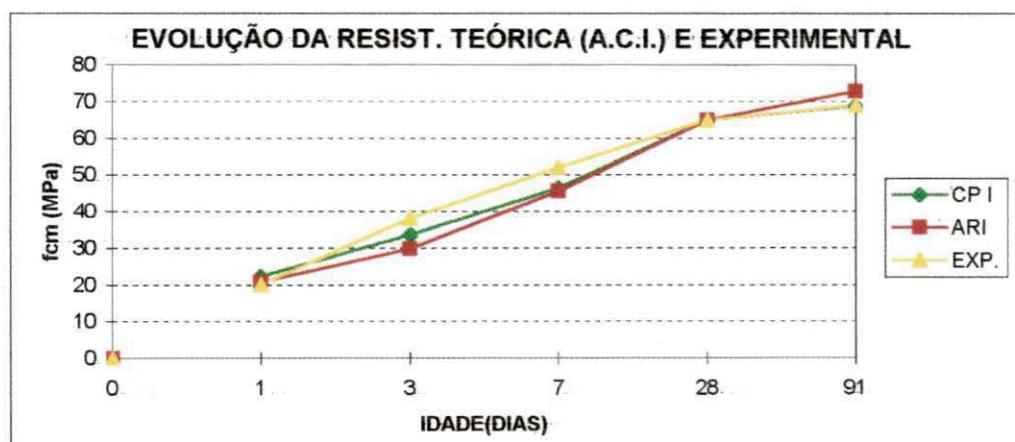


Figura 4.55. Curvas de resistência teóricas do ACI e valores experimentais do C30 com  $x/(c+SA) = 0,35$  e 12% de sílica ativa.

Dos gráficos acima expostos, pode – se observar que as curvas do ACI para o cimento ARI se aproximaram mais das experimentais, principalmente nas primeiras idades, confirmando que a evolução da resistência do CP II F utilizado não apresenta um comportamento lento como se atribui aos cimentos pozolânicos. Já para idades mais avançadas, no caso 91 dias, as curvas do CP I, de uma maneira geral, se aproximaram mais dos resultados de laboratório. Nos concretos com sílica ativa a lei de evolução de resistência parece ser muito próxima daquelas dos concretos sem adição.

#### 4.2. Análise dos resultados obtidos pelo ULTRA – SOM

É sabido que a velocidade de propagação de um onda ultrasônica em um material varia com suas propriedades mecânicas. No concreto, o módulo de elasticidade pode ser obtido com uma boa precisão pela expressão:

$$E = v^2 \cdot \rho \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \cdot 10^{-6} \quad (4.1)$$

Onde:  $v$  – velocidade de propagação em m/s

$\rho$  – massa específica do concreto em  $\text{kg}/\text{m}^3$

$\nu$  – coeficiente de Poisson, admitido como 0,20  
(DAL MOLIN, 1995)

No entanto, para a resistência não se tem uma expressão que dê correlação muito precisa. Daí terem sido obtidos para alguns dos concretos testados várias expressões que estão apresentadas em função do tipo de agregado, fator água/ materiais cimentícios e teor de sílica ativa.

Nas Figuras 4.56 , 4.57 e 4.58 tem –se a variação da resistência com a velocidade de propagação do pulso ultra – sônico no concreto em função do fator  $x/(c+SA)$ , tendo como agregado a brita granítica e sílica ativa no teor de 12 %.

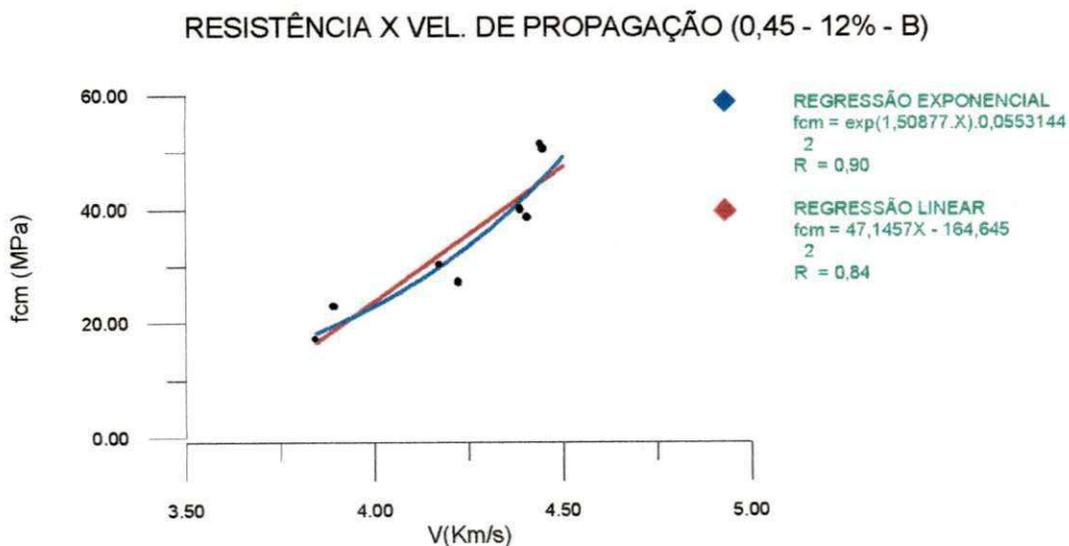


Figura 4.56. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico (  $V \times f_{cm}$  ), para os concretos com  $x/(c + SA) = 0,45$  e 12 % de sílica ativa.

## RESISTÊNCIA X VEL. DE PROPAGAÇÃO (0,40 - 12% - B)

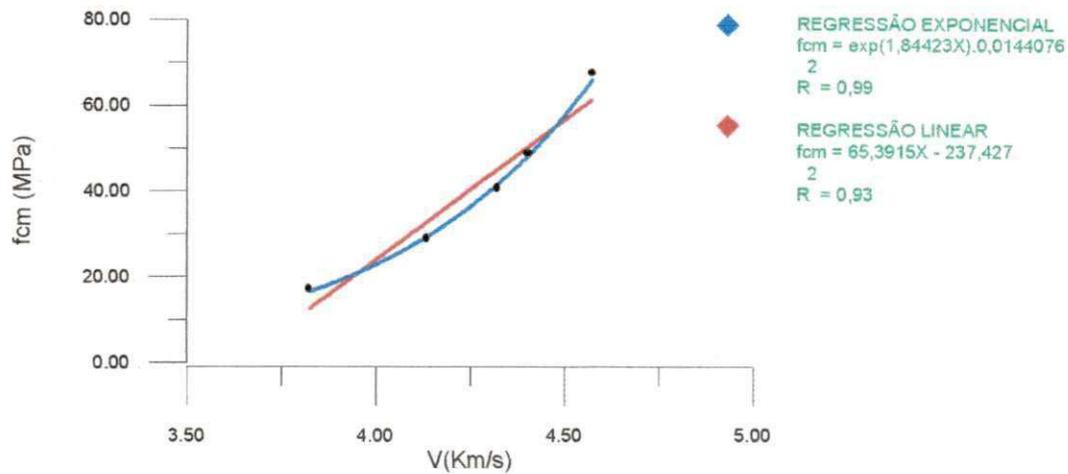


Figura 4.57. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com  $x/(C +SA ) = 0,40$  e 12 % de sílica ativa.

## RESISTÊNCIA X VEL. DE PROPAGAÇÃO (0,35 - 12% - B)

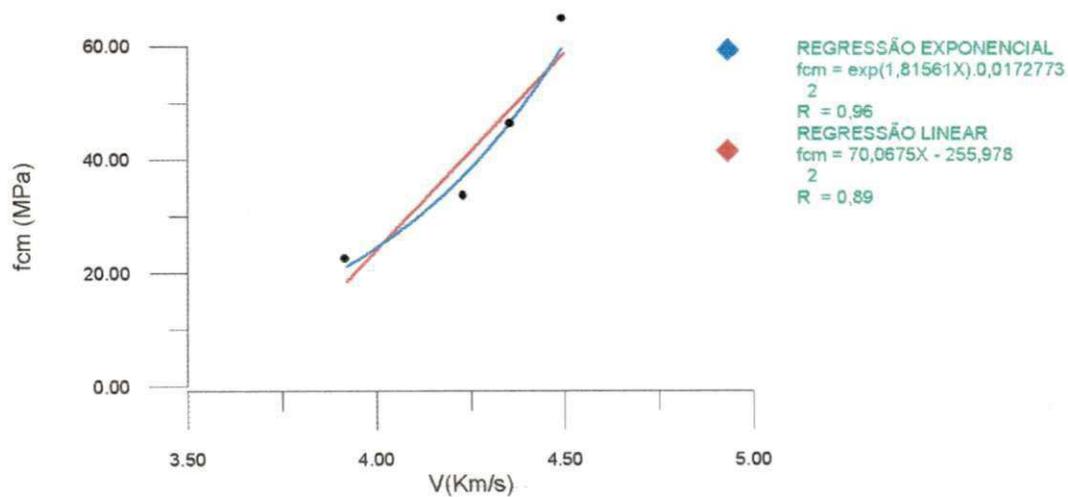


Figura 4.58. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com  $x/(C +SA ) = 0,35$  e 12 % de sílica ativa.

Examinando as curvas das Figuras 4.56, 4.57 e 4.58, nota – se que uma expressão exponencial apresenta uma concordância muito boa com os valores experimentais.

Por exemplo, para 12% de sílica ativa, tem – se as seguintes correlações:

$$x/(C + SA) = 0,45: \rightarrow f_{cm} = 0,055 e^{1,50v}, \text{ com } R^2 = 0,90$$

$$x/(C + SA) = 0,40: \rightarrow f_{cm} = 0,014 e^{1,84v}, \text{ com } R^2 = 0,99$$

$$x/(C + SA) = 0,35: \rightarrow f_{cm} = 0,017 e^{1,81v}, \text{ com } R^2 = 0,96$$

Considerando que:  $f_{cm} = a.e^{bv}$ , com **a** e **b** constantes, nota – se que é difícil estabelecer valores que sejam válidos para todos os fatores água/ materiais cimentícios.

No caso, **a** diminui depois cresceu, quando se passou de 0,45 para 0,35. Já o coeficiente **b** aumentou e depois diminuiu.

Mesmo assim, pode – se ter uma idéia da evolução da resistência em função da velocidade de propagação de onda ultrasônica. Veja por exemplo a figura 4.59, onde se obteve ainda um coeficiente de correlação  $R^2 = 0,93$ , o que parece ser razoável.

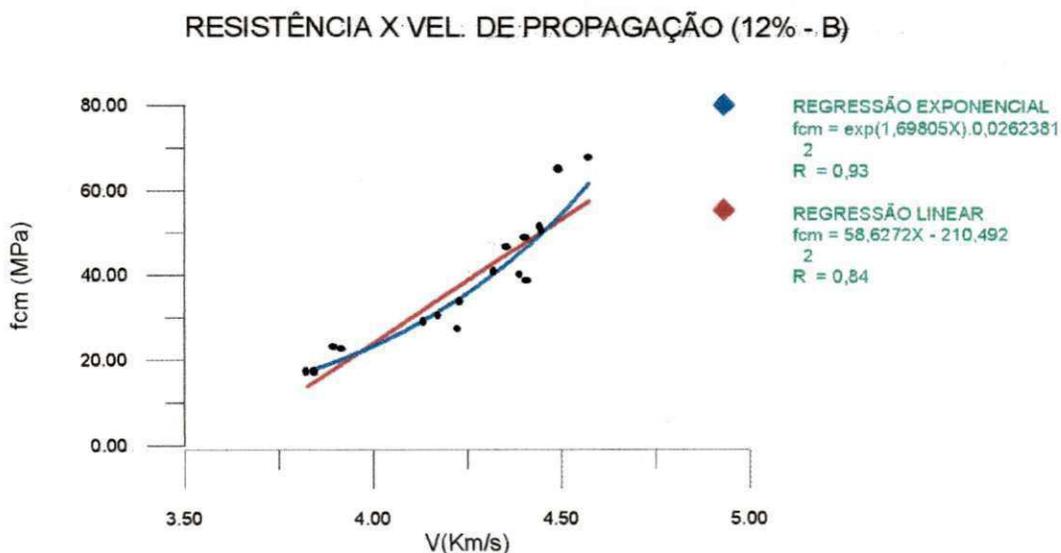


Figura 4.59. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com 12% de sílica ativa, independente do fator  $x/(C+SA)$ .

Já das Figuras 4.60 a 4.66 tem – se toda a variação da resistência com a velocidade para a brita, em função apenas do teor de sílica na mistura e do tipo de agregado graúdo, independentemente do fator água/ materiais cimentícios. Nota – se que há um aumento na dispersão dos resultados, o que indica que este fator influi na velocidade de propagação da onda no interior do concreto.

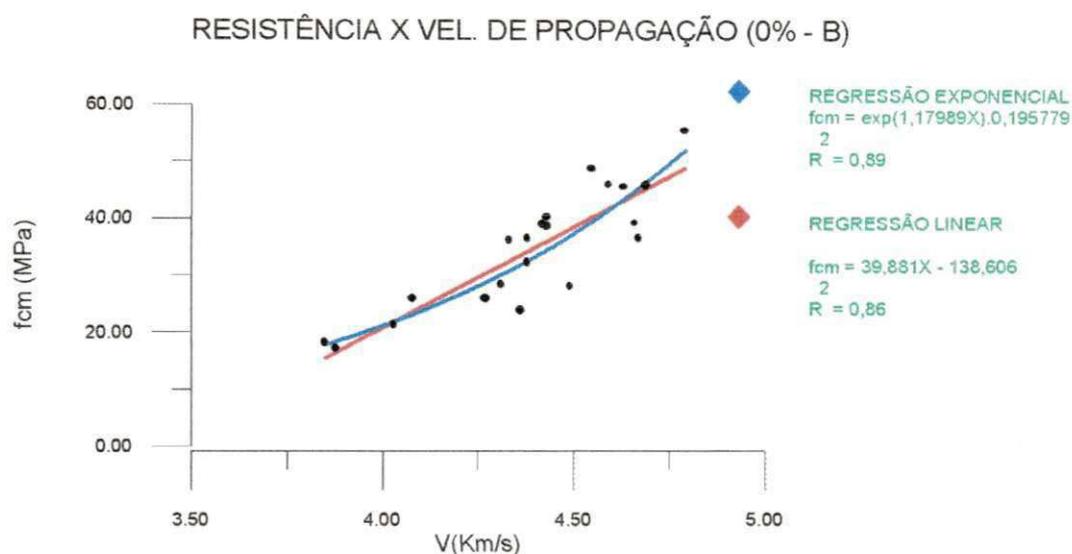


Figura 4.60. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos sem sílica e independente do fator  $\alpha/(C+SA)$

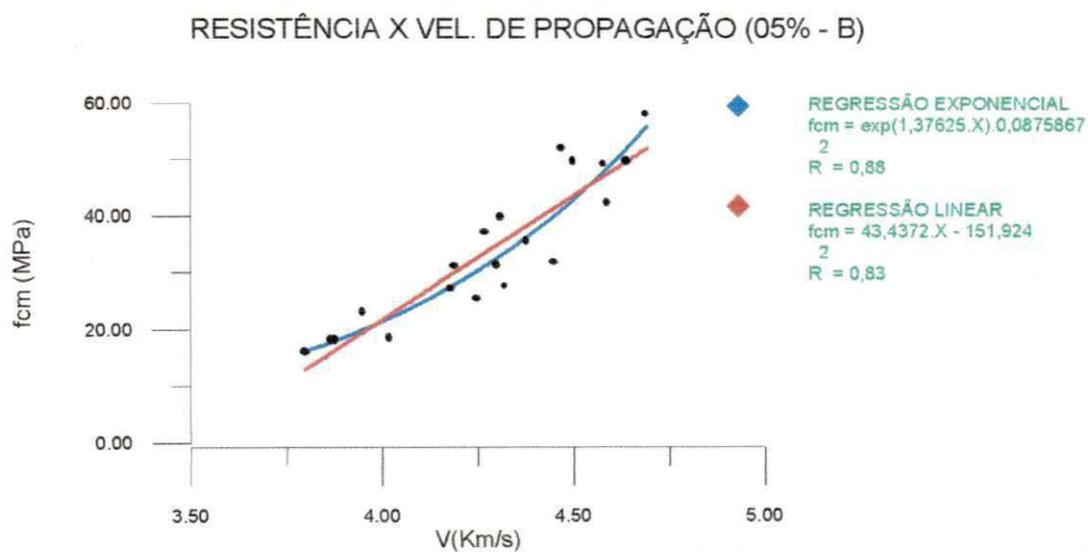


Figura 4.61. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com 5% de sílica ativa e independente do fator  $\alpha/(C+SA)$ .

## RESISTÊNCIA X VEL. DE PROPAGAÇÃO (08% - B)

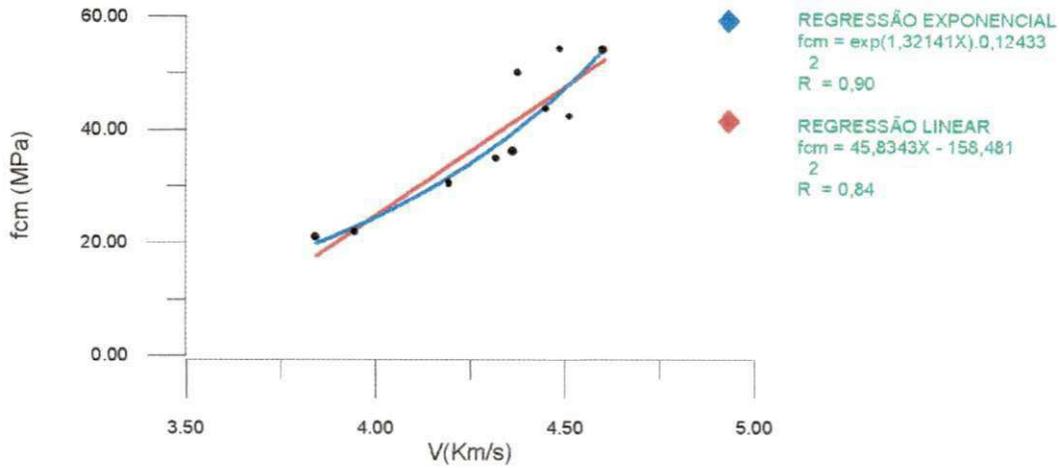


Figura 4.62. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com 8% de sílica ativa e independente do fator  $\alpha/(C+SA)$ .

## RESISTÊNCIA X VEL. DE PROPAGAÇÃO (0% - SR)

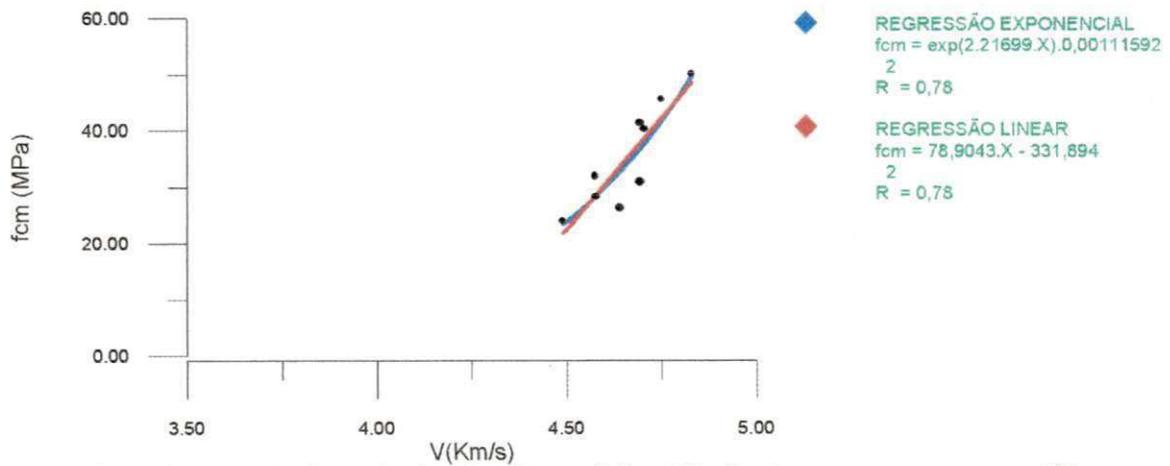


Figura 4.63. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com 0% de sílica ativa e independente do fator  $\alpha/(C+SA)$  e com seixo rolado.

## RESISTÊNCIA X VEL. DE PROPAGAÇÃO (05% - SR)

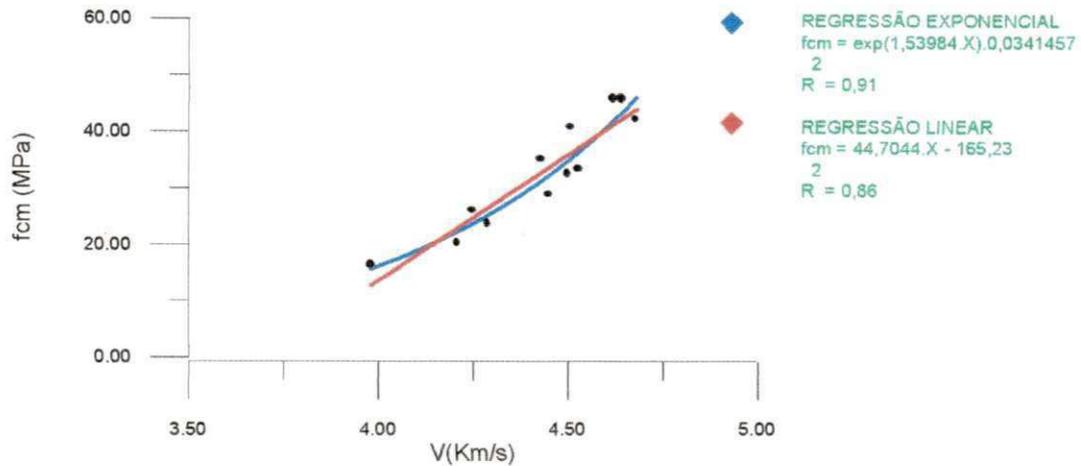


Figura 4.64. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com 5% de sílica ativa, independente do fator x/( C+SA ) e com seixo rolado.

## RESISTÊNCIA X VEL. DE PROPAGAÇÃO ( 8% - SR)

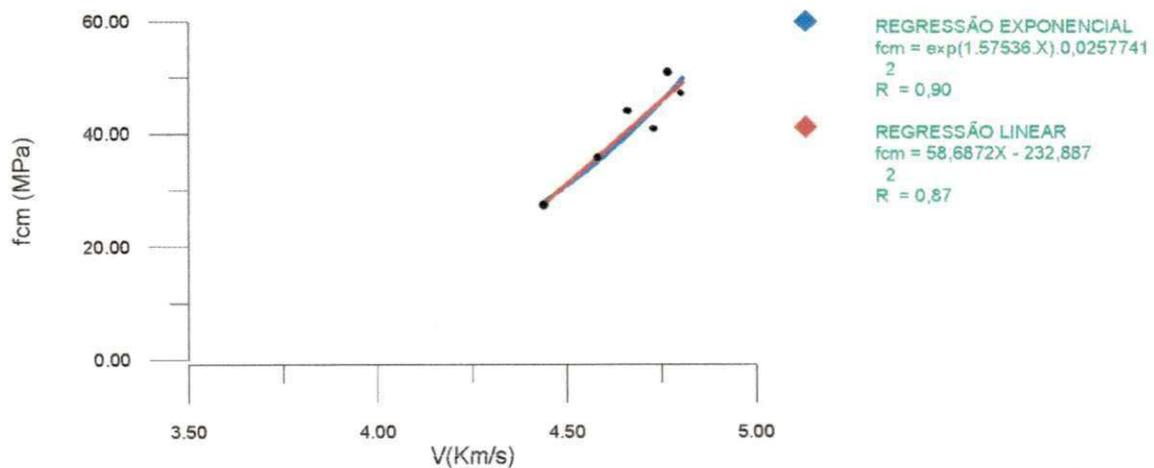


Figura 4.65. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com 8% de sílica ativa e independente do fator x/( C+SA ) e com seixo rolado.

## RESISTÊNCIA X VEL. DE PROPAGAÇÃO ( 12% - SR)

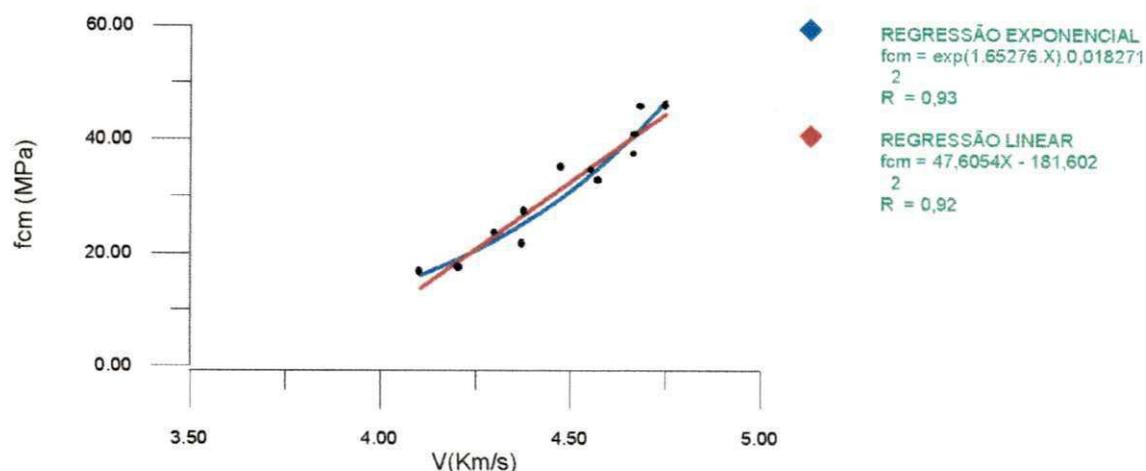


Figura 4.66. Curva de regressão do ensaio de pulso ultra – sônico ( V x fcm ), para os concretos com 12% de sílica ativa e independente do fator  $\alpha/(C+SA)$  e com seixo rolado.

As curvas obtidas com o seixo rolado apresentam um comportamento similar as da brita, embora o número de pontos obtido para o traçado dos gráficos tenha sido inferiores aos da pedra granítica.

Em todos os casos vistos foram obtidos coeficientes de correlação confiáveis para correlacionar a velocidade de pulso ultra – sônico e a resistência à compressão simples, variando de 0,798 a 0,990.

Pode – se notar que a correlação exponencial, em geral, representa melhor o comportamento do material para os casos estudados, muito embora a regressão linear tenha dado bons resultados. No entanto, deve – se ressaltar que estas equações só se aplicam a concretos similares aos produzidos nesta pesquisa.

Os resultados encontrados com o ultra-som não possibilitaram uma determinação mais clara das leis que regem seu comportamento devido as oscilações dos coeficientes das equações obtidas quando se variou a relação água/ materiais cimentícios.

Estas curvas, bem como os gráficos apresentados, foram obtidos através do programa computacional GRAPHER, e os dados utilizados nesta fase da pesquisa se encontram nos Anexos deste trabalho.

## CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo estudar a evolução da resistência à compressão com o tempo em função do tipo de agregado graúdo, relação água/ (cimento + SA) e adição de sílica ativa. Com base no comportamento verificado comparar se estão de acordo com os modelos teóricos difundidos internacionalmente.

As conclusões obtidas neste trabalho que serão apresentadas abaixo, de maneira alguma devem ser consideradas de forma absoluta, pois se restringem aos concretos obtidos com materiais específicos e determinadas técnicas de execução, devendo ser restrita às condições de contorno desta pesquisa.

De acordo com os resultados apresentados e discutidos no capítulo anterior pode-se tirar as seguintes conclusões:

O comportamento dos concretos confeccionados com sílica ativa apresentou um endurecimento rápido nas primeiras idades, aproximando – se mais do modelo do CEB para cimentos comuns ( CP I ), muito embora tenha- se usado um cimento pozolânico ( CP II F ). Já para o modelo do ACI o comportamento não ficou bem definido, pois nas primeiras idades a curva relativa ao cimento ARI se aproximou mais do experimental, enquanto que aos 91 dias foi a do CP I. Sendo assim, é necessário uma maior quantidade de experimentos.

Os coeficientes médios obtidos da evolução da resistência em função da idade dos concretos normais, foram os seguintes:

– Para a brita granítica:

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,5342; f_{c3}/f_{c28} = 0,6977; f_{c7}/f_{c28} = 0,8317; f_{c91}/f_{c28} = 1,1830.$$

Para o seixo rolado

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,5410; f_{c3}/f_{c28} = 0,6625; f_{c7}/f_{c28} = 0,7533; f_{c91}/f_{c28} = 1,1376.$$

Pode – se observar pelos dados acima mostrados que a evolução da resistência à compressão tanto para a pedra britada como para o seixo rolado apresentam comportamento bastante similar, principalmente nas primeiras idades.

Já para os concretos com sílica ativa, obteve – se os seguintes coeficientes médios:

– Para a brita granítica:

Teor de 5,0%

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,4573; f_{c3}/f_{c28} = 0,6352; f_{c7}/f_{c28} = 0,8030; f_{c91}/f_{c28} = 1,1573.$$

Teor de 8,0%

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,4313; f_{c3}/f_{c28} = 0,6698; f_{c7}/f_{c28} = 0,8245; f_{c91}/f_{c28} = 1,1525.$$

Teor de 12,0%

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,3758; f_{c3}/f_{c28} = 0,5842; f_{c7}/f_{c28} = 0,7602; f_{c91}/f_{c28} = 1,1442.$$

– Para o seixo rolado:

Teor de 5,0%

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,4842; f_{c3}/f_{c28} = 0,6385; f_{c7}/f_{c28} = 0,7647; f_{c91}/f_{c28} = 1,1242.$$

Teor de 8,0%

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,5637; f_{c3}/f_{c28} = 0,7052; f_{c7}/f_{c28} = 0,8030; f_{c91}/f_{c28} = 1,1102.$$

Teor de 12,0%

$$f_{c1}/f_{c28} = 0,4237; f_{c3}/f_{c28} = 0,6095; f_{c7}/f_{c28} = 0,8177; f_{c91}/f_{c28} = 1,1400.$$

Nos concretos com sílica ativa em indiferentemente do tipo de agregado graúdo utilizado ocorreu um pequeno decréscimo na taxa de evolução da resistência no primeiro dia, sendo que aos 3 dias tal evolução é praticamente recuperada.

Os concretos confeccionados com brita granítica apresentaram melhores resultados quanto a resistência à compressão em todos os ensaios e praticamente em todas as idades que a dos concretos com seixo rolado. A diferença média obtida aos 28 dias foi de cerca de 15% para os concretos sem sílica ativa e em torno de 27% para os concretos com sílica ativa.

Os concretos confeccionados com seixo rolado propiciaram nas mesmas condições uma maior consistência da mistura medida através do Slump Test, possibilitou também uma maior diminuição do fator água/ materiais cimentícios, bem como uma redução no teor de aditivo superplastificante para se obter uma dada consistência do concreto, o que já era esperado devido a superfície lisa principalmente se comparada com a da pedra britada.

Os concretos com sílica ativa apresentaram na maioria dos casos uma resistência nas primeiras idades igual ou inferior aos concretos sem sílica ativa, sendo dos 3 aos 7 dias o período de maior incremento da resistência chegando a atingir aproximadamente 80% da resistência padrão. Sendo que na maioria dos casos estudados verificou – se em idades mais avançadas um ganho menor.

A sílica ativa mostrou – se bastante satisfatória como ferramenta para se elevar a resistência à compressão dos concretos, sendo o teor de 12% o que produziu a maior resistência 64,9 MPa, e o de 8% o que produziu a maior resistência nos concretos confeccionados com seixo rolado que foi 51,5 MPa.

As curvas de resistência x velocidade de pulso ultra – sônico obtidas pela análise de regressão mostraram – se satisfatórias, sendo a curva exponencial a que apresentou os melhores resultados. Aumentando – se o universo de concretos com diversos fatores água/materiais cimentícios, diminui – se o coeficiente de correlação  $R^2$ . Isto indica que os modelos obtidos não devem ser utilizados aleatoriamente para estimativa da resistência, sendo aplicado apenas às condições de contorno desta pesquisa.

## 5.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Inúmeras seriam as sugestões para futuras pesquisas para complementação deste trabalho, no entanto pode – se destacar:

- 1 – Avaliação com materiais locais de outras propriedades de concretos com adição, como por exemplo: resistência à tração, módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, calor de hidratação, permeabilidade, entre outras,
- 2 – Utilização e comparação de desempenho de outros tipos de adições utilizadas em concreto para obtenção de CAD.
- 3 – Estudo de viabilidade técnica/ econômica da utilização do CAD em obras locais.
- 4 – Outras pesquisas sobre evolução da resistência à compressão de concretos com e sem sílica ativa.
- 5 – Outras pesquisas com agregados não convencionais e materiais de adição.
- 6 – Pesquisas comparativas em relação ao desempenho dos plastificantes e superplastificantes disponíveis no mercado.

# ANEXOS

Resultados dos ensaios de Ultra-som

Tabela 1. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com pedra granitica e com 0% de silica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO $\mu$ s	VEL. Km/s	VEL. MÉDIA	RESIST (MPa)
1	199	51,40	3,872	3,88	17,88
	200	51,40	3,891		
3	198	45,70	4,333	4,36	23,81
	200	45,60	4,386		
7	200	44,70	4,474	4,49	28,01
	199	44,10	4,512		
28	198	42,40	4,670	4,67	36,54
	200	42,80	4,673		
1	202	49,60	4,070	4,08	25,85
	200	48,90	4,090		
3	199	45,40	4,380	4,38	30,42
	199	45,40	4,380		
7	199	44,80	4,440	4,42	38,94
	198	45,00	4,400		
28	199	43,70	4,550	4,59	45,75
	198	42,80	4,630		
91	202	42,20	4,776	4,79	55,26
	199	41,40	4,806		
1	198	51,40	3,852	3,85	18,07
	199	51,80	3,842		
3	199	46,20	4,307	4,27	25,85
	200	47,20	4,237		
7	199	45,50	4,374	4,38	32,21
	199	45,30	4,393		
28	199	43,10	4,617	4,66	39,05
	197	42,30	4,657		
91	199	43,53	4,572	4,63	45,55
	200	42,63	4,692		
1	199	49,30	4,037	4,03	21,90
	198	49,20	4,024		
3	200	46,20	4,329	4,31	28,40
	199	46,40	4,289		
7	202	45,58	4,432	4,43	38,43
	202	45,60	4,430		
28	202	42,99	4,699	4,69	45,62
	202	43,19	4,677		
3	198	45,70	4,333	4,33	36,03
	200	46,20	4,329		
7	199	45,20	4,403	4,43	40,24
	198	44,40	4,459		
28	199	43,60	4,564	4,55	48,57
	202	44,60	4,529		

Tabla 2. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com pedra granítica e com 5% de sílica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO	VEL.	VEL.	RESIST (MPa)
		µs	Km/s	MÉDIA	
1	199	51,30	3,879	3,87	18,21
	199	51,60	3,857		
3	198	45,50	4,352	4,32	27,63
	200	46,60	4,292		
28	202	44,20	4,593	4,59	42,24
	202	44,30	4,582		
1	200	47,60	4,200	4,02	18,47
	200	52,20	3,830		
3	200	45,10	4,430	4,45	31,83
	200	44,80	4,460		
7	200	48,00	4,170	4,27	37,05
	200	45,90	4,360		
28	200	44,40	4,500	4,50	49,70
	200	44,40	4,500		
3	198	45,60	4,340	4,30	31,32
	200	46,90	4,260		
28	198	42,50	4,660	4,64	49,66
	200	43,40	4,610		
91	199	42,30	4,704	4,69	57,93
	202	43,20	4,677		
1	200	51,60	3,880	3,88	18,21
	200	51,70	3,870		
3	200	47,00	4,260	4,25	25,47
	200	47,20	4,240		
1	200	52,70	3,795	3,80	16,04
	200	52,50	3,810		
3	199	47,60	4,181	4,18	27,12
	199	47,70	4,172		
7	200	45,50	4,396	4,38	35,53
	199	45,60	4,364		
28	198	43,20	4,583	4,58	49,15
	198	43,20	4,583		
1	200	50,30	3,976	3,95	23,18
	199	50,70	3,925		
3	200	48,30	4,141	4,19	31,07
	198	46,70	4,240		
7	200	46,50	4,301	4,31	39,73
	200	46,40	4,310		
28	199	44,20	4,502	4,47	51,95
	198	44,30	4,470		

Tabela 3. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com pedra granítica e com 8% de sílica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO $\mu$ s	VEL. Km/s	VEL. MÉDIA	RESIST (MPa)
28	200	43,70	4,580	4,60	54,24
	202	43,80	4,620		
1	198	50,40	3,928	3,95	21,90
	199	50,20	3,964		
3	199	46,00	4,326	4,32	34,89
	198	45,90	4,314		
7	200	44,70	4,474	4,45	43,67
	200	45,20	4,425		
28	200	44,70	4,474	4,49	54,34
	199	44,20	4,502		
91	199	43,70	4,554	4,60	54,12
	199	43,80	4,643		
1	198	51,50	3,845	3,84	21,01
	199	51,80	3,842		
3	199	47,30	4,207	4,20	30,43
	200	47,80	4,184		
7	199	45,60	4,363	4,36	36,03
	199	45,60	4,363		
28	198	43,90	4,510	4,51	45,53
	200	44,30	4,515		
7	198	44,00	4,500	4,38	50,03
	200	45,60	4,430		

Tabela 4. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com pedra granítica e com 12% de sílica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO $\mu$ s	VEL.	VEL.	RESIST (MPa)
			Km/s	MÉDIA	
1	199	51,40	3,852	3,85	17,19
	200	52,10	3,839		
3	199	47,30	4,207	4,23	27,25
	197	46,40	4,246		
7	199	45,20	4,403	4,41	38,46
	199	45,10	4,412		
28	200	45,00	4,444	4,44	51,44
	202	45,50	4,442		
1	200	51,50	3,880	3,89	22,92
	200	51,20	3,910		
3	201	48,20	4,170	4,18	30,18
	200	47,80	4,180		
7	200	45,80	4,370	4,39	39,98
	198	44,90	4,410		
28	198	44,40	4,460	4,45	50,55
	199	44,80	4,440		
91	202	44,08	4,582	4,57	67,61
	202	44,28	4,562		
1	199	52,40	3,798	3,83	17,06
	198	51,40	3,852		
3	199	48,40	4,112	4,14	28,90
	199	47,80	4,163		
7	199	46,40	4,289	4,32	40,62
	198	45,50	4,352		
28	200	45,40	4,415	4,40	48,89
	199	45,30	4,393		
1	200	50,90	3,929	3,92	22,41
	200	51,20	3,906		
3	199	46,80	4,252	4,23	33,61
	200	47,50	4,211		
7	198	45,40	4,361	4,36	46,35
	198	45,50	4,352		
28	200	44,50	4,494	4,49	64,94
	200	44,50	4,494		

Tabela 5. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com seixo rolado e com 0% de sílica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO $\mu$ s	VEL. Km/s	VEL. MÉDIA	RESIST (MPa)
28	199	42,60	4,671	4,69	41,31
	200	42,40	4,717		
1	199	44,50	4,472	4,49	24,07
	200	44,30	4,515		
3	200	43,70	4,577	4,58	31,96
	202	44,20	4,570		
28	202	42,53	4,750	4,75	45,55
	202	42,53	4,750		
91	198	41,00	4,829	4,83	50,08
	199	41,20	4,830		
1	200	42,80	4,673	4,64	26,22
	199	43,20	4,606		
3	199	43,40	4,585	4,58	28,33
	198	43,30	4,573		
7	202	42,80	4,720	4,69	30,88
	202	43,30	4,665		
28	202	43,09	4,688	4,71	40,20
	202	47,79	4,721		

Tabela 6. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com seixo rolado e com 8% de sílica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO $\mu$ s	VEL. Km/s	VEL. MÉDIA	RESIST (MPa)
28	201	43,47	4,624	4,66	43,92
	198	42,10	4,703		
91	202	43,70	4,622	4,62	50,93
	202	43,70	4,622		
1	198	43,50	4,552	4,44	27,25
	200	46,20	4,329		
3	199	43,20	4,606	4,59	35,78
	200	43,80	4,566		
7	198	41,60	4,760	4,73	40,87
	199	42,30	4,705		
28	202	42,00	4,810	4,81	47,11
	202	42,10	4,799		

Tabela 7. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com seixo rolado e com 5% de sílica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO $\mu$ s	VEL. Km/s	VEL. MÉDIA	RESIST (MPa)
1	200	47,70	4,193	4,21	20,12
	201	47,50	4,232		
3	200	44,90	4,454	4,45	28,78
	199	44,80	4,442		
7	198	43,80	4,521	4,53	33,36
	200	44,10	5,350		
28	200	43,40	4,608	4,64	45,83
	198	42,50	4,659		
1	199	52,20	38,120	3,98	16,30
	200	48,30	4,141		
3	200	47,10	4,246	4,25	25,97
	200	47,20	4,237		
7	199	44,20	4,502	4,50	32,47
	200	44,40	4,505		
28	200	42,80	4,673	4,68	42,15
	198	42,30	4,681		
1	200	46,70	4,283	4,29	23,67
	200	46,50	4,301		
3	200	45,00	4,444	4,43	35,14
	200	45,40	4,405		
7	199	44,00	4,523	4,51	40,88
	198	44,10	4,490		
28	200	44,00	4,545	4,62	45,93
	200	42,60	4,696		

Tabela 8. Resultado do ensaio de ultra – som nos concretos confeccionados com seixo rolado e com 12% de sílica ativa

IDADE (DIAS)	COMP. (mm)	TEMPO $\mu$ s	VEL. Km/s	VEL. MÉDIA	RESIST (MPa)
1	200	47,80	4,184	4,21	17,45
	198	46,80	4,231		
3	200	46,20	4,325	4,38	27,25
	200	45,10	4,435		
7	199	43,50	5,575	4,58	32,85
	199	43,50	4,575		
28	200	42,50	4,706	4,68	45,84
	200	42,90	4,662		
1	199	48,40	4,112	4,11	16,68
	200	48,80	4,098		
3	199	45,20	4,403	4,37	21,65
	199	45,80	4,345		
7	198	43,30	4,573	4,55	34,51
	200	44,10	4,535		
28	200	42,70	4,684	4,67	37,31
	198	42,60	4,648		
1	200	46,60	4,292	4,30	23,67
	199	46,10	4,317		
3	200	44,80	4,464	4,48	35,14
	199	44,30	4,492		
7	200	42,80	4,673	4,67	40,88
	200	42,80	4,673		
28	200	41,90	4,773	4,75	45,93
	200	42,30	4,728		

## 5.3 – BIBLIOGRAFIA

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas- Metodologia e Instruções de Ensaio para Tecnologia do Concreto.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 221. Guide for the use of high-range water reducing admixtures (superplasticizers) in concrete: ACI 212.4R. Concrete International, v.15, n.4, p.40-47, April 1993.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 226. Silica fume in concrete. ACI Materials Journal, Detroit, v.84, n.2, p.158-166, Mar./ Apr. 1987.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 363. State of the art report on high – strength concrete. ACI Manual of Concrete Practice, Detroit, 1991, part 17. 48p.
- ALMEIDA, I. R de. Superplastificantes, microssilica e durabilidade dos concretos. Técnica, São Paulo, n.24, p.30-33, Set./Out. 1996.
- BARBOSA, N.P. CONCRETO: Estrutura, Propriedades e Materiais – Notas de aula, 1995.
- BAUER, L.A.F. Materiais de construção, v.1.Rio de Janeiro: LTC, 1992. 435p
- BAUER, L.A.F. Concreto de elevado desempenho – 120MPa sem mistério. Técnica, São Paulo, n.19, p.29-33, Nov./Dez. 1995.
- CAVALCANTE, A. N. Aditivos em Concretos. Materiais de Construção Civil II – Notas de aula. 1993.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. CEB-FIP model code 1990. Lausanne, 1991. 159p. (Bulletin d'information, 203)

- COLLEPARDI, M. Water reducers /retarders . In: RAMACHANDRAN, V.S. (Ed). Concrete admixtures handbook: properties, science, and technology. Park Ridge, Noyes, 1984. Cap. 3 p.116-210.
- DAL MOLIN, D.C.C. Contribuição ao estudo das propriedades mecânicas dos concretos de alta resistência com adição de microssilica. Tese de doutorado. São Paulo, 1995. 286p.
- DETWILER, R.J.; MEHTA, P.K. Chemical and physical effects of silica fume on the mechanical behavior of concrete. ACI Materials Journal, v. 86, n.6, p., 609-614, Nov./Dec. 1989.
- DIAMOND, S. Sobre as bases científicas do uso da microssilica no concreto. São Paulo, 1984. 10p./ Trabalho apresentado no Seminário Tecnológico da Elkem Microssilica/.
- GIORV, O. E. High – strenght concrete. In: Advances in Concrete Technology, Athens, 1992. Proceedings... Montreal: Can met, 1992. P.21-77.
- GONÇALVES, et al. Influência do tipo de agregado graúdo nas propriedades do concreto de alta resistência. In: Reunião Anual do Ibracon, 36, 1994, Porto Alegre. Anais.... São Paulo: Ibracon, 1994.v.1, p.339-352.
- HELENE, P.R.L.; TERZIAN , P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: PINI/IPT, 1992.
- HELENE, P.R.L. Contribuição ao estabelecimento de parâmetros para dosagem e controle dos concretos de cimento Portland. São Paulo, 1987. 278p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- ILLSTON, J.M.; DINWOODIE, J.M.; SMITH, A.A Concrete, timber and metals. Berkshire: Van Nostrand, 1979. 663p.

- LEA, F.M. The chemistry of cement and concrete. London: Edward Arnold, 1976. 727p.
- JENNINGS, H.M. Design of high strength cement based materials: Part 2- microestrutura. Materials Science and Technology, v.4, n.4, p. 285-290, April 1988.
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: PINI, 1994. 572P.
- MAAGE, M. Strength and heat development in concrete: influence of fly ash and condensed silica fume. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON FLY ASH, SILICA FUME, SLAG, AND NATURAL POZZOLANS IN CONCRETE, 2., Madrid, Spain, 1986. Proceedings. Detroit: American Concrete Institute, 1986. v.2, p.923-940. (ACI Special Publication, 91).
- MARTINS, E.AC. Estudo comparativo entre concretos de cimento Portland pozolânico fabricados com agregados graúdos convencionais e não convencionais. Campina Grande, 1990. 111p. Dissertação de Mestrado. Centro de Ciências e Tecnologia, Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba – Campus II.
- MONTEIRO, P.J.M. Microstructure of concrete and its influence on the mechanical properties. Berkeley, California, 1985. 153p. Tese (Doutorado) University of California, Berkeley.
- PETRUCCI, E.G.R. Concreto de Cimento Portland. Porto Alegre: Globo, 1982. 308p.
- NEVILLE, A.M. Propriedades do concreto. São Paulo: PINI, 1997. 787P.
- SANTOS, P.S. Tecnologia de Argilas, v.2. São Paulo: Edgard Blücher, 1975.
- SANTOS, S.B., BARBOSA, N.P., and FILHO, N.L.O, Properties of high-performance concrete prepared with local material in João Pessoa. ACI/CANMET. Second International Conference on High Performance Concrete, Gramado/RS, 1999.

TAYLOR, H.F.W. La química de los cementos, v.1. Bilbao: Urmo, 1978.

VERBECK, G.J; FOSTER, C.W. Proceeding American Societ Test of Materials, vol. 50.p.1235-1950.

WHITING, D. Effect of mixing temperature on slump loss and setting time of concrete containing high-range water reducers. Cement, Concrete, and Aggregates, v.2, n.1, p.31-38, 1980.