



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL,
ARQUITETURA E URBANISMO

Avaliação de propriedades de concretos de
cimento Portland de alto-forno e cimento Portland
de alta resistência inicial submetidos a diferentes
condições de cura.

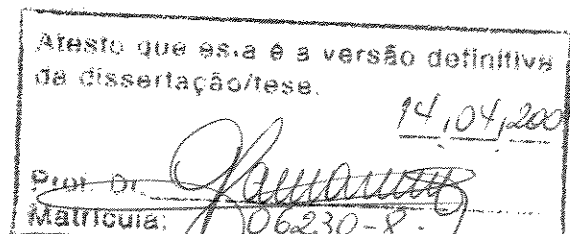
Epaminondas Luiz Ferreira Júnior

Orientadora: Prof. Dra. Gladis Camarini

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

Campinas
2003

Dissertação apresentada à Banca
Examinadora da Faculdade Estadual de
Campinas, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil – área de concentração de Edificações.



NIDADE	BC
CHAMADA	UNICAMP
	F413a
EX	
OMBO BC/	59232
ROC.	16-117-04
C	☐
D	☒
PREÇO	R\$ 11,00
DATA	28/07/04
1ª CPD	

CM00200760-4

1810 318348

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

F413a

Ferreira Júnior, Epaminondas Luiz

Avaliação de propriedades de concretos de cimento portland de alto-forno e cimento portland de alta resistência inicial submetidos a diferentes condições de cura / Epaminondas Luiz Ferreira Júnior. --Campinas, SP: [s.n.], 2003.

Orientador: Gladis Camarini.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Absorção. 2. Cura. 3. Cloretos. 4. Concreto. 5. Durabilidade (Engenharia). 6. Microestrutura. I. Camarini, Gladis. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

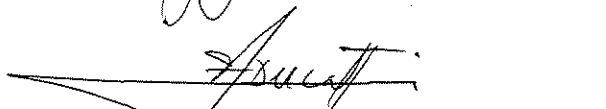
**Avaliação de propriedades de concreto
de cimento Portland de alto-forno e cimento Portland de
Alta Resistência Inicial submetidos a diferentes
condições de cura**

Epaminondas Luiz Ferreira Júnior

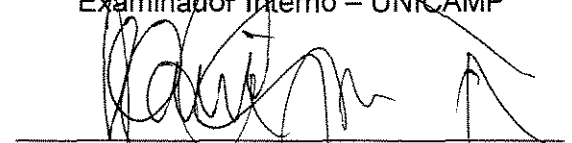
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora constituída por:



Profa. Dra. Gladis Camarini
Presidente e Orientadora



Prof. Dr. Vitor Antonio Ducatti
Examinador Interno – UNICAMP



Profa. Dra. Maristela Gomes da Silva
Examinadora Externa – UFES

Campinas, 16 de dezembro de 2003.

Agradecimentos

O momento de redigir essa página é por si só um instante de rara felicidade. Mais feliz é quando se tem razão para escreve-la, e então poder dividir a alegria com quem fez parte dessa conquista. Entendo que uma dissertação não se faz apenas de pesquisas bibliográficas, orientações técnicas, cimento, pedra, areia e água. Mais que obter e discutir resultados, foi necessário aprender. Aprender a criar soluções, aprender a somar esforços, aprender a dividir tarefas, aprender a conviver com os outros, aprender a fazer sozinho, aprender a sentir saudade, aprender a ouvir, aprender a conciliar, aprender a esperar, aprender a respeitar, aprender... a aprender. Isso tudo só foi possível com o apoio de familiares, amigos e colegas, que, estando presentes ou não, contribuíram para que os objetivos pudessem ser alcançados. Então, a todas essas pessoas, gostaria de agradecer e dedicar esse trabalho.

À minha mãe, às minhas irmãs e minha querida Telma, que mesmo de longe se fizeram presentes no meu dia-a-dia, e foram os maiores motivos de minha dedicação.

À Professora Doutora Gladis Camarini. Mais que professora e orientadora, foi companheira. Com sua orientação sempre próxima, soube exigir sempre de mim quando sabia que eu podia mais, sem deixar de respeitar meus limites. A você, doutora, meus mais sinceros agradecimentos.

Ao Leandro Henrique, pelo seu companheirismo e apoio irrestrito em todos os momentos.

Aos técnicos e engenheiros do Laboratório de Estruturas e Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp: Ademir de Almeida, José Reinaldo Marçal, Luciano Passos, Marcelo Ramos e Rodolfo Bonamigo, pela prontidão em ajudar e pela grata satisfação da companhia diária.

Ao graduando e aluno de Iniciação Científica do curso de Engenharia Civil, Leandro Marcelino e ao colega de Mestrado Paulo Sérgio Bardela, os quais me auxiliaram em momentos de grande volume de trabalho.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pelo apoio financeiro no desenvolvimento desta pesquisa (Processo FAPESP N° 01/12785-5)

Ao Laboratório de Microscopia Eletrônica – LME, do Laboratório Nacional de Luz Síncrotron – LNLS, em especial ao Dr. Daniel Ugarte, Sidnei de Araújo e Jefferson Bettini.

À Holcim S.A, na pessoa do Engenheiro Francisco Mezzalira, e à Fosroc Brasil S.A, na pessoa do Engenheiro Cláudio Ourives Neves, pelo fornecimento de parte dos materiais utilizados neste pesquisa.

Ao Professor Doutor Antônio Ludovico Beraldo da Faculdade de Engenharia Agrícola da Unicamp, pela atenção dedicada e pelas sugestões que muito contribuíram para este trabalho.

Aos professores do Mestrado da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp, área de Edificações, pela contribuição à minha formação.

Aos meus tios, aos meus amigos, ao Sr. Sebastião Custódio e à D. Maria, que torceram, acreditaram e me apoiaram incondicionalmente durante todo o mestrado.

A Deus, que pela fé, me fez levantar a cada dia, me dando força e perseverança, acreditando que eu podia e que eu era capaz.

Sumário

LISTA DE FIGURAS.....	10
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE ABREVIACÕES.....	xvi
RESUMO.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
Capítulo 1 – Introdução.....	01
1.1 – Objetivo e justificativa.....	03
1.1.1 – Objetivo Geral.....	03
1.1.2 – Objetivos específicos.....	04
1.1.3 – Justificativa.....	04
1.2 – Estrutura do trabalho.....	04
Capítulo 2 – Durabilidade do concreto.....	06
2.1 – Mecanismos de deterioração do concreto.....	07
2.2 – Mecanismos de transporte no concreto.....	12
2.2.1 – Absorção.....	13
2.2.2 – Difusão.....	14
2.2.3 – Permeabilidade.....	17
2.2.4 – Migração iônica.....	19

Capítulo 3 – Principais mecanismos químicos que comprometem a durabilidade do concreto.....	20
3.1 – Ingresso de íons sulfatos.....	20
3.1.1 – A formação da etringita retardada (FER).....	21
3.1.2 –A formação da taumasita.....	23
3.2 – Carbonatação.....	26
3.3 – Penetração de íons cloreto.....	34
 4 –Metodologia.....	 39
4.1 – Materiais.....	39
4.1.1 – Cimento Portland.....	39
4.1.2 – Agregados.....	41
4.1.3 – Aditivo químico.....	41
4.2 – Cura do concreto.....	41
4.2.1 – Cura ao ar.....	42
4.2.2 – Cura por imersão por 7 dias.....	42
4.2.3 – Cura normal.....	42
4.2.4 – Cura térmica a vapor.....	42
4.3 – Dosagem experimental.....	44
4.4 – Ensaio realizados.....	45
4.4.1 – Resistência á compressão axial.....	46
4.4.2 – Resistência à tração por compressão diametral.....	46
4.4.3 – Permeabilidade ao ar.....	46
4.4.4 – Absorção capilar.....	50
4.4.5 – Carbonatação natural.....	52
4.4.6 – Carbonatação acelerada.....	52
4.4.7 – Penetração de cloretos.....	54
4.4.7.1 – Primeira etapa: imersão em solução de NaCl.....	54

4.4.7.2 – Segunda etapa: profundidade de penetração dos íons cloreto.....	55
4.4.8 – Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).....	56
Capítulo 5 – Apresentação e análise dos resultados.....	59
5.1 – Resultados obtidos para o concreto produzido com CP V-ARI.....	60
5.1.1 – Resistência à compressão axial.....	60
5.1.2 – Resistência à tração por compressão diametral.....	64
5.1.3 – Absorção capilar.....	65
5.1.4 – Permeabilidade ao ar.....	69
5.1.5 – Carbonatação natural.....	71
5.1.6 – Carbonatação acelerada.....	72
5.1.7 – Penetração de íons cloreto livres.....	74
5.2 – Resultados obtidos para o concreto produzido com CP III.....	76
5.2.1 – Resistência à compressão axial.....	76
5.2.2 – Resistência à tração por compressão diametral.....	78
5.2.3 – Absorção capilar.....	79
5.2.4 – Permeabilidade ao ar.....	82
5.2.5 – Carbonatação natural.....	84
5.2.6 – Carbonatação acelerada.....	86
5.2.7 – Penetração de íons cloreto livres.....	87
5.3 – Análise conjunta dos resultados dos concretos produzidos com CP V-ARI e CP III.....	88
5.3.1 – Resistência à compressão axial.....	89
5.3.2 – Resistência à tração por compressão diametral.....	91
5.3.3 – Absorção capilar.....	93
5.3.4 – Permeabilidade ao ar.....	99
5.3.5 – Penetração de íons cloreto livres.....	100
5.4 – Relação entre propriedades físicas.....	101
5.4.1 – Resistência à compressão x Resistência à tração.....	102

5.4.2 – Resistência à compressão x Permeabilidade ao ar.....	105
5.4.3 – Resistência à compressão x Carbonatação.....	107
5.4.4 – Resistência à compressão x Penetração de íons cloreto livres.....	109
5.4.5 – Absorção capilar x Carbonatação.....	110
5.4.6 – Absorção capilar x Penetração de íons cloreto livres.....	111
5.4.7 – Carbonatação x Penetração de íons cloreto livres.....	113
5.5 – Microscopia Eletrônica de varredura.....	116
 Capítulo 6 – Conclusões.....	 125
 Sugestões para prosseguimento da pesquisa	 130
 Apêndices.....	 131
Apêndice I – Difração de Raios-X dos cimentos utilizados.....	132
Apêndice II-A – Análise granulométrica e características físicas dos agregados.....	133
Apêndice II-B – Curvas granulométricas dos agregados utilizados na pesquisa.....	134
 Referências.....	 135

Lista de Figuras

Figura 2.1	Modelo de deterioração do concreto a partir dos efeitos ambientais.....	09
Figura 2.2	Forma de abordar a durabilidade das estruturas de concreto armado.....	12
Figura 2.3	Perfil de concentração linear no estado estacionário.....	15
Figura 2.4	Perfil de concentração para o estado não-estacionário.....	16
Figura 3.1	Modelo holístico da formação da etringita retardada.....	22
Figura 3.2	DRX da etringita e taumasita.....	25
Figura 3.3	Representação esquemática de carbonatação parcial do concreto.....	30
Figura 3.4	Grau de carbonatação em função da umidade do ambiente.....	31
Figura 3.5	Relação cobrimento da armadura e a profundidade de carbonatação.....	33
Figura 4.1	Câmara térmica para cura a vapor.....	43
Figura 4.2	Ciclo térmico empregado para o regime de cura térmica a vapor.....	43
Figura 4.3	Esquema de preparação da amostra e aparelho de permeabilidade ao ar.....	47
Figura 4.4	Relações $\ln(h_0/h_1)$ em função do tempo de estabilização do fluxo.....	49
Figura 4.5	Representação esquemática do ensaio de absorção capilar.....	50
Figura 4.6	Ensaio de carbonatação.....	52
Figura 4.7	Esquema da câmara para o ensaio de carbonatação acelerada.....	53
Figura 4.8	Ciclo de imersão/secagem em solução de cloretos.....	55
Figura 4.9	Método de preparação de amostras fraturadas.....	57
Figura 4.10	Aparelho para aplicação de filme metálico em amostras – Sputter.....	58
Figura 4.11	Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV – JEOL 5900 LV).....	58
Figura 5.1	Resistência à compressão axial – concreto com CP V-ARI.....	60
Figura 5.2	Resultado de resistência à compressão dos concretos de CP V-ARI – Cura térmica e cura normal.....	62
Figura 5.3	Resultado de resistência à compressão dos concretos de CP V-ARI – Cura térmica e cura ao ar.....	63

Figura 5.4	Resultado de resistência à tração no concreto com CP V-ARI.....	64
Figura 5.5	Absorção capilar (kg/m^2) em concreto com CP V-ARI medida após 1 h.....	66
Figura 5.6	Coeficiente de absorção capilar em concreto com CP V-ARI medido após 1 h..	66
Figura 5.7	Absorção capilar (kg/m^2) em concreto com CP V-ARI medida após 24 h.....	67
Figura 5.8	Valores de ascensão capilar para os concretos de CP V-ARI.....	68
Figura 5.9	Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI.....	68
Figura 5.10	Valores de permeabilidade ao ar para os concretos de CP V-ARI.....	69
Figura 5.11	Valores de permeabilidade ao ar para os concretos com CP V-ARI e submetidos à cura térmica.....	70
Figura 5.12	Medidas de profundidade de carbonatação do concreto com CP V-ARI.....	72
Figura 5.13	Profundidade de carbonatação acelerada nos concretos de CP V-ARI.....	73
Figura 5.14	Profundidade de penetração de íons cloreto livres nos concretos de CP V-ARI...	75
Figura 5.15	Resistência à compressão axial – concreto com CP III.....	76
Figura 5.16	Resultados de resistência à compressão do concreto feito com CP III submetido à cura térmica.....	77
Figura 5.17	Resultado de resistência à tração no concreto com CP III.....	79
Figura 5.18	Absorção capilar em concreto com CP III medida após 1 hora.....	80
Figura 5.19	Absorção capilar em concreto com CP III medida após 24 h.....	80
Figura 5.20	Coeficiente de absorção capilar em concreto com CP III medido após 1 hora....	81
Figura 5.21	Valores de ascensão capilar para os concretos de CP III.....	82
Figura 5.22	Valores de permeabilidade ao ar para os concretos de CP III.....	83
Figura 5.23	Medidas de profundidade de carbonatação do concreto com CP III.....	84
Figura 5.24	Carbonatação natural do concreto feito com CP III submetido à cura térmica.....	85
Figura 5.25	Profundidade de carbonatação acelerada nos concretos de CP III.....	86
Figura 5.26	Profundidade de penetração de íons cloreto livres nos concretos de CP III.....	88
Figura 5.27	Eficiência da cura térmica / cura normal para CP V-ARI e CP III em 24 h.....	89
Figura 5.28	Desenvolvimento da resistência à compressão dos concretos curados em água de CP V-ARI e CP III.....	90

Figura 5.29	Eficiência da cura normal / cura ao ar para CP V-ARI e CP III após 180 dias....	90
Figura 5.30	Desempenho dos concretos com CP V-ARI e CP-III na cura a 60 °C e 80 °C....	92
Figura 5.31	Desempenho dos concretos de CP V-ARI e CP-III na cura ao ar.....	93
Figura 5.32	Desempenho dos concretos com CP V-ARI e CP III em relação aos processos de cura analisados.....	94
Figura 5.33	Acréscimo de absorção capilar na cura ao ar em concreto com CP III medido após 1 h.....	95
Figura 5.34	Valores de ascensão capilar para os concretos de CP V-ARI e CP III curados ao ar.....	96
Figura 5.35	Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI e CP III e curados ao ar....	96
Figura 5.36	Valores de ascensão capilar para os concretos de CP III e CP V-ARI submetidos à cura térmica a 60 °C.....	97
Figura 5.37	Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI e CP III submetidos à cura térmica a 60 °C.....	97
Figura 5.38	Valores de ascensão capilar para os concretos de CP III e CP V-ARI submetidos à cura térmica a 80 °C.....	98
Figura 5.39	Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI e CP III submetidos à cura térmica a 80 °C.....	98
Figura 5.40	Valores de permeabilidade ao ar para os concretos de CP V-ARI e CP III curados por imersão por 7 dias.....	99
Figura 5.41	Desempenho da cura ao ar em relação à cura por imersão para o CP V-ARI e CP III.....	100
Figura 5.42	Resultados apresentados pelos concretos produzidos com CP V-ARI e CP III frente à penetração de íons cloreto.....	101
Figura 5.43	Relação resistência tração / compressão para os concretos de CP V-ARI.	103
Figura 5.44	Relação resistência tração / compressão para os concretos feitos com CP III.....	104
Figura 5.45	Relação resistência tração / compressão para os concretos curados ao ar.....	104
Figura 5.46	Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP V-ARI e submetidos à cura térmica.....	105
Figura 5.47	Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP III e submetidos à cura térmica.....	106

Figura 5.48	Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP V-ARI e curados ao ar.....	106
Figura 5.49	Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP III e curados ao ar.....	107
Figura 5.50	Variação da resistência mecânica com a profundidade de carbonatação natural verificada após 180 dias nos concretos de CP III.....	108
Figura 5.51	Variação da resistência mecânica com a profundidade de carbonatação natural verificada após 180 dias nos concretos de CP V-ARI.....	108
Figura 5.52	Variação da resistência mecânica com a profundidade de cloreto livres - CP V-ARI.....	109
Figura 5.53	Variação da resistência mecânica com a profundidade de cloretos livres - CP III....	110
Figura 5.54	Variação da absorção capilar com a profundidade de carbonatação nos concretos de CP III curados ao ar.....	111
Figura 5.55	Variação da absorção capilar após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos de CP III.....	112
Figura 5.56	Variação da absorção capilar após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos de CP V-ARI.....	112
Figura 5.57	Variação da carbonatação natural após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos produzidos com CP V-ARI e CP III.....	114
Figura 5.58	Variação da carbonatação natural após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos de CP V-ARI e CP III.....	114
Figura 5.59	Micrografia 1 – C-S-H do tipo IV, presente em uma zona de transição de uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura térmica a 60 °C com 90 dias de idade..	117
Figura 5.60	Micrografia 2 – C-S-H do tipo I, presente em uma zona de transição de uma amostra de concreto de CP III e cura térmica a 60 °C com 7 dias de idade.....	118
Figura 5.61	Micrografia 3 – Presença de placas de hidróxido de cálcio (CH) e C-S-H em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura por imersão em água aos 7 dias de idade.....	119
Figura 5.62	Micrografia 4 – Presença de placas de hidróxido de cálcio (CH) e C-S-H em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura térmica a 60 °C após 7 dias de idade.....	119
Figura 5.63	Micrografia 5 – Presença de placas de hidróxido de cálcio (CH) e C-S-H em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura térmica a 60 °C após 7 dias.....	119

Figura 5.64	Micrografia 6 – Presença de agulhas de etringita em vazios em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura ao ar após 7 dias.....	120
Figura 5.65	Micrografia 7 – Presença de agulhas de etringita em vazios em uma amostra feita com CP III e cura térmica a 60 °C após 7 dias.....	121
Figura 5.66	Micrografia 8 – Presença de agulhas de etringita em vazios em uma amostra de concreto de CP III e cura térmica a 60 °C após 180 dias.....	121
Figura 5.67	Micrografia 9 – Presença de agulhas curtas de etringita formadas a partir da hidratação da escória em amostra de concreto de CP III e cura ao ar após 7 dias	121
Figura 5.68	Micrografia 10 – Presença de etringita em uma amostra de concreto de CP III e curada termicamente a 80 °C com 28 dias de idade.....	122
Figura 5.69	Micrografia 11 – Presença de etringita em uma amostra de concreto de CP III e curada termicamente a 80 °C com 28 dias de idade. – Detalhe da micrografia 10.	122
Figura 5.70	Micrografia 12 – Presença de monossulfato em uma amostra de concreto de CP V-ARI e curada termicamente a 60 °C.....	123
Figura 5.71	Micrografia 13 – Fase C-A-H formada ao redor dos grãos em amostra de concreto de CP III e curada termicamente a 60 °C após 24 h.....	123
Figura 5.72	Micrografia 14 – Presença de cloretos em uma amostra de concreto de CP V-ARI	124
Figura 5.73	Micrografia 15 – Estrutura porosa, com presença de carbonatos em uma amostra submetida ao ensaio de cloretos.....	124
Figura 6.1	Difração de raio-X – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial.....	132
Figura 6.2	Difração de raio-X – Cimento Portland de alto-forno.....	132
Figura 6.3	Curva granulométrica dos agregados.....	134

Lista de Tabelas

Tabela 2.1	Classificação da agressividade do ambiente.....	11
Tabela 2.2	Relação a/c em função da classe e agressividade ambiental.....	11
Tabela 3.1	Classificação da agressividade do ambiente sobre as armaduras das estruturas de concreto.....	37
Tabela 4.1	Composição química, composição potencial e características físicas dos cimentos empregados.....	40
Tabela 4.2	Composição da mistura dos concretos utilizados.....	44
Tabela 4.3	Séries de concretos produzidas.....	45

Lista de Abreviações

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a/c	Relação água/cimento
AgNO ₃	Nitrato de prata
AFm	Monossulfoaluminato de Cálcio
AFt	Trissulfoaluminato de Cálcio (etringita)
ASTM	American Society for Testing and Materials
Ca(OH) ₂	Hidróxido de Cálcio
CaCO ₃	Carbonato de Cálcio
Ca(HCO ₃) ₂	Bicarbonato de Cálcio
CEB	Comite Euro-Internacional du Betón
CH	Hidróxido de Cálcio
CP III	Cimento Portland de Alto-Forno
CO ₂	Dióxido de Carbono
Cl ⁻	Íon Cloreto
C ₂ S	Silicato Dicálcico
C ₃ S	Silicato Tricálcico
C-S-H	Silicato de Cálcio Hidratado
CP V ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
DRX	Difração de Raios X
EDS	Energy Dispersive Spectroscopy
FeCl ₂	Cloreto de Ferro
FER	Formação de Etringita Retardada
HCO ₃ ⁻	Ácido Carbônico
LME	Laboratório de Microscopia Eletrônica
LNLS	Laboratório Nacional de Luz Síncrotron
K ₂ CO ₃	Carbonato de Potássio
MEV	Microscópio Eletrônico de Varredura
Na ₂ CO ₃	Carbonato de Sódio
NaCl	Cloreto de Sódio
SE	Elétrons secundários
SiO ₂	Dióxido de sílica

Resumo

Ferreira Júnior, E. L. – Avaliação de propriedades de concretos de cimento Portland de alto-forno e cimento Portland de alta resistência inicial submetidos a diferentes condições de cura.

A durabilidade do concreto é dependente de fatores que vão desde a sua produção (tipo de cimento, de agregados, adensamento, tipo de cura, etc.) até a influência do meio ao qual o material está exposto. Este trabalho teve por objetivo avaliar algumas propriedades mecânicas e a durabilidade de concretos produzidos com cimento Portland com elevado teor de escória (CP III) e cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Os concretos foram submetidos a quatro tipos de cura: normal, imerso em água por 7 dias, ao ar e térmica. Na cura térmica foram empregadas duas temperaturas de cura: 60°C e 80 °C. Para avaliação da resistência mecânica, foram realizados ensaios de compressão axial e tração por compressão diametral. Para a durabilidade, foram realizados ensaios de absorção capilar, permeabilidade ao ar, carbonatação natural e acelerada e penetração de cloretos. A microscopia eletrônica de varredura foi usada para observação microestrutura dos compostos hidratados e o efeito dos ensaios acelerados, tendo como variáveis o tipo de cimento e o regime de cura. Os resultados obtidos mostraram que a cura térmica não contribui significativamente para a elevação da resistência nas primeiras idades para os concretos produzidos com CP V-ARI, mas melhora em muito a resistência dos concretos produzidos com CP-III, principalmente na temperatura de 80°C. Quanto à durabilidade, os concretos com CP V-ARI apresentaram bons resultados com relação a carbonatação, mas mostraram resultados mais elevados na absorção e penetração de cloretos. A cura por imersão em água até sete dias mostrou-se satisfatória, atingindo resultados similares em relação à cura normal em todas as propriedades estudadas. Os piores resultados, tanto mecânicos quanto de durabilidade, foram obtidos pelas amostras curadas ao ar, e foram mais prejudiciais nos concretos produzidos com CP III. Concluiu-se que um regime de cura adequado é essencial para garantir a resistência mecânica e a durabilidade dos concretos, e que a resistência mecânica não pode ser usada como parâmetro de durabilidade.

Palavras-chave: resistência mecânica, absorção, cura, carbonatação, cloretos, concreto, durabilidade, microestrutura.

Abstract

Ferreira Jr., E. L. Assessment of properties of concretes of blast-furnace slag cement and high early strength cement submitted to different curing conditions.

The durability of concrete depends of factors that change with its production. There is the influence of cement type, aggregates, casting, curing procedures, and the influence of the aggressive environment in which the material is exposed. The aim this work was to study the mechanical performance and durability of concretes made from High Early Strength Cement (HPC) and Blast-furnace Slag Cement (BFSC). Concretes were submitted to different curing conditions: cured in water (standard curing), curing in water up to 7 days (immersion curing), curing in air at ambient temperature and steam curing under atmospheric pressure. In steam curing it were used two curing temperatures: 60 °C and 80 °C. For assessment of mechanical properties, testing of compressive and tensile strength were determined. Durability was determined by capillary absorption, air permeability, natural and accelerated carbonation, and chloride ion absorption. Scanning electron microscopy was utilized to observe the feature of the hydrated compounds and the effect of the variation the cement type and curing conditions. According to the obtained results, steam curing do not improve the strength at early ages for concretes made from HPC, but it is better for concretes made with BFSC in steam curing at 80 °C. Concretes made with HPC showed the worst results for chlorides absorption. The immersion curing (in water up to 7 days) showed similar results compared to standard curing for all properties studied. The worst results, for all properties were obtained for samples cured in air, and the concretes made with BFSC were more sensible to curing procedure. In this way, its was concluded that curing procedure is essential for reach the development of mechanical properties and durability of concretes, and that mechanical properties cannot be reference for durability.

Key words: mechanical properties; absorption, cure, carbonation, chlorides, concrete, durability, microstructure.

Na construção civil, o bom desempenho de uma empresa pode ser discutido sob vários aspectos, seja pela qualificação da mão-de-obra empregada, pelos materiais utilizados na produção, pelos critérios de execução, pelos custos financeiros, entre outros. Englobando todos estes fatores, a qualidade e a rapidez na produção e na execução tornaram-se essenciais para minimizar os custos e atender aos aspectos técnicos que a construção civil exige. Assim, a industrialização da produção é um benefício que a construção civil utiliza para atingir os requisitos de qualidade e versatilidade. A sistematização no processo de fabricação e a utilização de materiais adequados são os principais fatores que caracterizam o sistema de produção industrial.

É com esse objetivo, de rapidez na execução por meio da sistematização do processo produtivo, que a indústria de pré-moldados trabalha. Na fabricação de várias peças, tais como estacas, postes, pilares, vigas, painéis, blocos e artefatos, as indústrias de pré-moldados utilizam técnicas específicas para garantir que as peças possam ser rapidamente retiradas das fôrmas, e posteriormente utilizadas, mantendo as características de resistência requisitadas em projeto.

Partindo desse princípio, o cimento Portland de Alta Resistência Inicial – CPV-ARI é utilizado por essas indústrias. Devido à quantidade de clínquer na sua composição, e principalmente à sua finura, a resistência que concretos ou argamassas produzidos com esse tipo de cimento atingem nas primeiras idades é equivalente àquela obtida em idades avançadas por concretos produzidos a partir de cimentos comumente usados na construção (por exemplo, o cimento Portland Composto – CP II, considerando a mesma dosagem, condições de moldagem e cura).

Outro recurso comumente utilizado nessas indústrias é o processo de cura térmica. A cura térmica visa acelerar as reações de hidratação do cimento, atingindo a resistência desejada após algumas horas de cura, agilizando o processo de endurecimento e permitindo a continuação da produção em escala.

Devido à variação dos componentes da mistura (materiais e dosagens), poucos são os estudos de cura térmica realizados em concreto, embora estudos em pastas e argamassas de cimento demonstrem que o regime de cura (que é função do tempo e da temperatura) é fundamental para a qualidade final do material.

Assunto não menos importante e de constante discussão, é a economia de energia. Para a fabricação do cimento Portland, uma grande quantidade de energia e demanda de recursos naturais são necessários para a produção do clínquer Portland. Assim, as indústrias cimenteiras têm investido na utilização de produtos que possam economizar energia, que atendam as necessidades do consumidor, e claro, que agreguem valor econômico ao produto. Em meados da década de 1980 iniciou-se uma busca por materiais e técnicas de produção alternativas que pudessem minimizar os problemas energéticos na produção e que respondessem positivamente a uma questão que começava a ser colocada em discussão: a durabilidade das estruturas de concreto. Então, a escória de alto-forno, um subproduto da produção da indústria siderúrgica, surgiu como uma dessas alternativas possíveis, apresentando resultados satisfatórios, conciliando questões de custo e de qualidade.

Para a indústria siderúrgica, a escória, até então, era um resíduo poluente, gerado em grande volume e com dispendioso armazenamento. Com a incorporação da escória de alto-forno no cimento Portland, a sua venda à indústria cimenteira não só tornou o processo de fabricação mais eficiente, como também minimizou um problema ambiental enfrentado pelo setor. A adição de escória ao cimento Portland pode representar redução de custos para indústria cimenteira, uma vez que a sua aquisição, transporte e moagem custam menos que a extração e todo processamento do calcário e argila, dependendo da localização da fábrica. Além disso, possibilita à indústria cimenteira oferecer um produto com desempenho diferenciado (por exemplo, diminuição da

porosidade e redução do calor de hidratação), em um setor onde a competitividade e a busca por qualidade são cada vez mais decisivas.

A fabricação de concretos e argamassas utilizando o cimento Portland com elevado teor de escória (ou cimento Portland de alto-forno – CP III), resulta em um material em que o ganho de resistência mecânica com o avanço da idade é bem mais lento do que em materiais produzidos com outros cimentos Portland comumente utilizados (no caso, cimento Portland de alta resistência inicial – CP V-ARI e cimento Portland composto – CP II, novamente considerando mesma dosagem e condições de produção). No entanto, vários autores apontam significativas vantagens, do ponto de vista da durabilidade, que a adição da escória traz ao material.

A cura térmica acelera o ganho de resistência do material, e os concretos produzidos com cimento Portland com elevado teor de escória apresentam benefícios em relação à durabilidade. Assim, torna-se interessante a combinação destes dois fatores (cura térmica e CP III), com a possibilidade de obter resistências iniciais elevadas e um concreto durável.

Neste trabalho experimental pretendeu-se estudar a influência da cura térmica nas propriedades mecânicas e na durabilidade de concretos produzidos a partir de um cimento Portland com elevado teor de escória (CP III) e do cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI).

1.1 – Objetivos e justificativa

1.1.1 – Objetivo geral

O objetivo do trabalho foi observar o desempenho macro e microestrutural de concretos fabricados com cimento Portland com elevado teor de escória (CP III) e com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), submetidos à cura térmica e também expostos a ambientes agressivos de dióxido de carbono e solução de cloretos.

1.1.2 – Objetivos específicos

Determinar a influência da cura térmica em concretos produzidos com cimento Portland de Alto Forno – CP III e cimento Portland de Alta Resistência Inicial – CPV ARI avaliando:

- a) as propriedades mecânicas: resistência à compressão axial e a tração por compressão diametral;
- b) a durabilidade: permeabilidade, absorção capilar, carbonatação e penetração de íons cloreto.

1.1.3 – Justificativa

Esperou-se, com esta pesquisa, colaborar com o avanço na qualidade do concreto pré-moldado. Como na indústria de pré-moldados normalmente emprega-se o cimento Portland CP V-ARI, a proposta da pesquisa foi substituí-lo pelo cimento Portland CP III. Neste caso, a cura térmica foi necessária para acelerar o ganho de resistência do cimento Portland CP III, conforme resultados de pesquisas anteriores em argamassas e concretos (CAMARINI, 1995; CAMARINI & CINCOTTO, 1996; MARTINS; 2001). Com o uso deste cimento Portland vislumbra-se a possibilidade de se obter um concreto durável e econômico.

1.2 – Estrutura do trabalho

Este trabalho inicia-se com esta Introdução onde foram colocadas as considerações iniciais. O próximo capítulo dessa dissertação – Capítulo 2, traz uma ampla revisão sobre os aspectos de durabilidade do concreto. Nele são apresentados os principais fenômenos físicos e químicos que podem causar a deterioração de estruturas de concreto cimento Portland. Os mecanismos de transporte de soluções agressivas ao concreto são detalhados no Capítulo 3, abordando os processos envolvidos quando do ataque por agentes agressivos. As principais

formas de ataque químico são apresentadas e mais profundamente discutidas para a carbonatação, e para a penetração de íons cloreto, que foram objetos do estudo da durabilidade nesta pesquisa.

No Capítulo 4 apresenta-se a metodologia empregada para a avaliação das propriedades mecânicas, da durabilidade e da microestrutura dos concretos estudados. Ensaio de resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, absorção capilar, permeabilidade ao ar, carbonatação, penetração de cloretos e microscopia eletrônica de varredura foram realizados. A descrição dos equipamentos e os métodos de ensaios escolhidos para realização da pesquisa são detalhadamente apresentados e discutidos.

O Capítulo 5 traz os resultados dos ensaios realizados; é feita uma discussão geral entre as propriedades de resistência mecânica e durabilidade, abordando a influência dos regimes de cura e do tipo de cimento utilizado e o comportamento da microestrutura nas propriedades macroestruturais analisadas.

Uma conclusão geral do comportamento dos concretos produzidos a partir dos dois tipos de cimento é apresentada no Capítulo 6 – Conclusão.

A necessidade constante de construir edificações e obras de infra-estrutura que possam atender ao contínuo crescimento populacional fez do concreto o material de construção mais utilizado no mundo. A produção mundial de concreto supera 6,4 bilhões de m³ por ano; isso equivale a mais de 1,0 m³ de concreto por pessoa, o que torna o concreto, depois da água, o material mais consumido pelo homem (MEHTA & MONTEIRO, 1994; AİTCIN, 2000). A ampla utilização do concreto armado como material de construção pode ser explicada pelo seu custo relativamente baixo, pela disponibilidade dos materiais constituintes, pela versatilidade de formas e pelas propriedades adequadas para aplicações estruturais, que são possíveis graças à fantástica combinação entre o concreto e o aço.

Porém, o uso incorreto dos materiais constituintes, o controle de qualidade insuficiente, a cura inadequada, projetos com detalhamentos ineficazes, entre outros, reduzem a vida útil das estruturas, sendo necessários reparos extensivos, gerando enorme custo econômico. O crescimento nos custos de reparos, nos custos de demolição e/ou reposição das estruturas, e a ênfase crescente do custo de uma estrutura de concreto durante todo o ciclo de vida útil, não mais analisando somente o custo inicial, estão fazendo com que os engenheiros tomem consciência da importância da durabilidade do concreto.

Investir na durabilidade do concreto pode ser, além de tudo, uma questão ecológica. Com a produção de materiais mais duráveis, a extração de novas jazidas de matérias-primas será evitada, conservando os recursos naturais, diminuindo a degradação de fontes minerais e reduzindo, conseqüentemente, a emissão de agentes poluentes na atmosfera. Mas tornar as estruturas mais duráveis implica não somente em melhorar as condições de planejamento e produção, mas, muitas vezes, em aumentar a espessura de cobrimento das peças, aumentar o consumo de cimento, utilizar aditivos químicos, entre outros cuidados. Então, embora haja esta

estreita relação entre a durabilidade do concreto e a ecologia, há de se colocar que a solução ecologicamente correta, nem sempre é a solução mais econômica.

Para o concreto, o termo durabilidade é muito mais do que se produzir peças que atinjam alta resistência mecânica. Ser durável significa dizer que a estrutura de concreto continuará desenvolvendo suas funções para as quais foi projetada, conservando sua utilidade durante um determinado tempo. No entanto, a durabilidade do concreto, além dos fatores inerentes à qualidade dos materiais, do projeto e da produção, depende também da influência de agentes externos, ou seja, do ambiente ao qual a estrutura está exposta e que pode comprometer a sua vida útil. Assim, aspectos mais importantes de deterioração das estruturas de concreto serão descritos a seguir.

2.1 – Mecanismos de deterioração do concreto

Os aspectos relativos à durabilidade nem sempre são tratados com a devida importância pelos engenheiros. Embora a resistência à compressão do concreto seja fundamental, e, em muitos casos, a resistência à compressão corresponde a igual durabilidade, o termo durabilidade vai além da simples avaliação da resistência do concreto; ele diz respeito a diferentes formas de ataque, as quais o concreto está submetido durante a vida útil, e depende de vários parâmetros químicos e físicos, construtivos e, principalmente, do ambiente em que a estrutura está exposta.

A revisão da norma NBR 6118 (ABNT, 2000) considera que os mecanismos de deterioração da estrutura são todos aqueles relacionados às ações mecânicas, retração, impactos, ações cíclicas, deformação lenta (fluência) e relaxação. MEHTA & GERWICK (1982) descrevem os principais mecanismos de deterioração do concreto como:

1) Mecanismos físicos:

- Desgaste superficial:
Abrasão; cavitação; erosão;
- Fissuração em decorrência de:
 - a) Retração devido a:
Gradientes de temperatura;
Gradientes de umidade;
 - b) Carregamentos estruturais:
Carregamento e/ou impacto não previsto;
Fadiga sob carregamento cíclico;
 - c) Exposição a temperaturas variadas:
Ação do gelo e degelo;
Ação do fogo.

Ainda devem ser citados alguns outros fatores que podem provocar a fissuração dos concretos, comprometendo a sua durabilidade:

- Restrição física ao deslocamento (local ou em larga escala);
- Expansão de materiais embutidos no concreto;
- Condições externas impostas (deformações de assentamentos diferenciais do solo, deformação das fôrmas).

2) Mecanismos químicos:

- Carbonatação e penetração de íons cloreto, iniciando a corrosão das barras de aço do concreto armado ou protendido;
- Reação álcali-agregado;
- Reação provocada por sulfatos oriundos de fontes internas ou externas;
- Lixiviação;
- Ataque biológico (fungos e bactérias).

Todos os mecanismos apresentados, tanto físicos quanto químicos, influenciarão decisivamente na velocidade de deterioração de uma estrutura. Assim, o meio ambiente (e suas respectivas condições de contorno como umidade, temperatura, concentração de gases na atmosfera, etc.), a qualidade do concreto (que está intimamente ligada à porosidade e à presença de microfissuras), e a resposta aos esforços aos quais a estrutura está submetida, podem interagir transformando-se em um processo cíclico, como mostrado na Figura 2.1 (MEHTA, 1994).

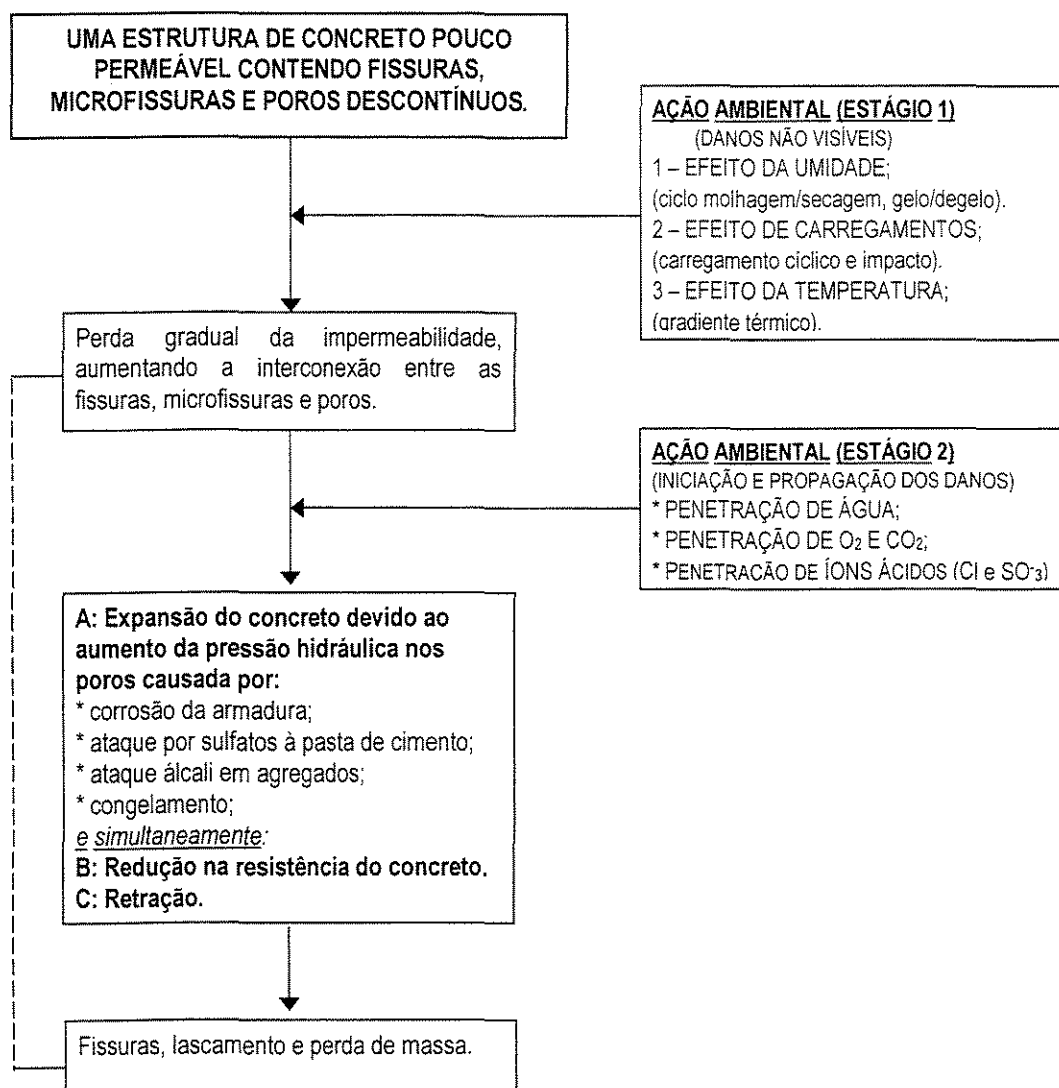


Figura 2.1 – Modelo de deterioração do concreto a partir dos efeitos ambientais.
(Adaptado de MEHTA, 1994).

Conforme apresentado na Figura 2.1, nota-se que o que causa a deterioração do concreto não se deve apenas a um único aspecto. Em geral, as causas físicas e químicas da deterioração estão tão entrelaçadas e reforçando-se mutuamente que até mesmo a separação entre causa e efeito, freqüentemente se torna muito difícil. Assim, pode-se dizer que em estágios avançados da deterioração do material, mais de um fenômeno deletério estará em ação. Um concreto pode ser satisfatório a um determinado agente deletério, mas um único fator adverso pode provocar sua deterioração. Por exemplo, um fenômeno físico, como a perda de massa por desgaste superficial e a fissuração aumenta a permeabilidade do concreto, que, então, se torna causa principal de um ou mais mecanismos de deterioração química. Do mesmo modo, os efeitos causados por fenômenos químicos são agravados pelos fenômenos físicos; por exemplo, a lixiviação dos componentes da pasta de cimento por água pura ou por fluidos ácidos, aumentará a porosidade do concreto, tornando, portanto, o material vulnerável à abrasão (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Como o concreto é utilizado para diversos fins, e em uma gama de ambientes diferentes, e não se pode interferir nessas ações externas (do meio ambiente), para assegurar a durabilidade do material será necessário garantir sua qualidade. Esta qualidade será conseguida, essencialmente, pelo controle de todas as etapas de produção do concreto, que vem desde a escolha dos materiais, passando pelo detalhamento de projetos, até a sua execução.

O projeto de revisão da norma NBR 6118 (ABNT, 2000) – *Projeto de estruturas de concreto*, seguindo esta tendência, apresenta avanços em relação às normas vigentes na medida em que estabelece relações água/cimento máximas em função da agressividade do ambiente de exposição do concreto (Tabelas 2.1 e 2.2). No entanto, o consumo mínimo de cimento, outro parâmetro fundamental para assegurar a durabilidade do concreto, não é contemplado na norma brasileira. Para o *Comitê Euro-Internacional du Béton* (CEB), o desempenho, a produção e a conformidade, dependerão de especificações prescritivas da qualidade do concreto: a quantidade mínima de cimento e a máxima relação água/cimento, de acordo com a durabilidade do concreto em diferentes classes ambientais.

Tabela 2.1 – Classificação da agressividade do ambiente (ABNT, 2000)

Macroclima	Microclima			
	Ambientes internos		Ambientes externos e obras em geral	
	Seco ¹ UR ≤ 65%	úmido ou ciclos de molhagem-secagem ²	Seco ³ UR ≤ 65%	úmido ou ciclos de molhagem-secagem ⁴
Rural	fraca	fraca	fraca	média
Urbano	fraca	média	fraca	média
Marinho	média	forte	---	forte
Industrial	média	forte	média	forte
Especial ⁵	média	forte ou muito forte	forte	forte ou muito forte
Respingos de maré	---	---	---	muito forte
Submersa ≥ 3 m	---	---	---	fraca
Solo	---	---	não agressivo; fraca	úmido e agressivo: média, forte ou muito forte

1 – Salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura;

2 – Vestiários, banheiros, cozinhas, lavanderias industriais e garagens;

3 – Obras em regiões secas, partes protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos;

4 – Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose, armazéns de fertilizantes;

5 – Macroclima especial significa ambiente com agressividade bem conhecida, que permitirá definir a classe de agressividade forte ou muito forte nos ambientes úmidos. Se o ambiente for seco, a classe de agressividade será sempre média nos ambientes internos, e forte nos externos.

Tabela 2.2 – Relação a/c em função da classe e agressividade ambiental (ABNT, 2000)

Concreto	Tipo	Classe de agressividade ambiental			
		Fraca	média	forte	muito forte
Relação a/c	Componentes e elementos estruturais de concreto armado.	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
(em massa)	Componentes e elementos estruturais de concreto protendido.	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45

Para atingir a durabilidade estabelecida, todos os requisitos descritos são essenciais e se complementam, como em uma mesa de quatro pernas (Figura 2.2). “*Para que uma mesa permaneça estável, cada uma das quatro pernas é igualmente importante*” (METHA, 1996).

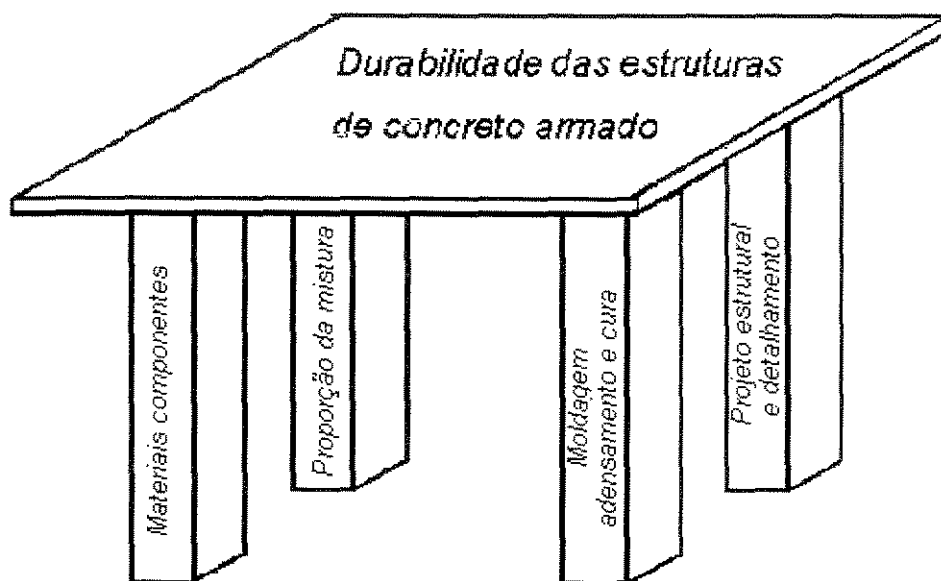


Figura 2.2 – Forma de abordar a durabilidade das estruturas de concreto armado (MEHTA, 1996).

2.2 – Mecanismos de transporte no concreto

Os diversos tipos de ataques químicos ao concreto ocorrem, em sua maioria, devido ao ingresso de substâncias externas ao concreto. O movimento dos gases, líquidos e íons através do material é muito importante, pois suas interações com os compostos constituintes do concreto, ou com a água do poro, podem alterar direta ou indiretamente sua integridade, iniciando a deterioração da estrutura, principalmente quando se trata de corrosão da armadura. Esses movimentos, geralmente chamados de penetração, ocorrem devido a várias combinações diferenciais do ar ou da água, variação de umidade e pelas diferenças de concentração ou temperatura da solução (BASHEER; KROPP & CLELAND, 2001). Dependendo do tipo de força que conduz o processo de penetração (por exemplo, forças capilares) e do tipo de substância transportada, os mecanismos de transporte das substâncias deletérias através do concreto se fazem de forma diferente. A penetração de líquidos através de um sólido poroso pode se

processar pela ação de pressão diferencial externa (medida da permeabilidade) ou interna (absorção capilar), por gradientes de concentração (difusão) ou pelo efeito de campos elétricos (migração) (HELENE, 1993).

A forma e a velocidade com que as substâncias vão penetrar no concreto está diretamente ligada, além das condições microambientais da superfície do concreto (umidade e temperatura), às propriedades da estrutura porosa do concreto (forma, volume e interconexão dos poros) (SCHIESSI, 1996). Quando os poros capilares estão relativamente secos, o mecanismo de absorção é dominante, e quando os poros estão relativamente saturados, o mecanismo de difusão torna-se o mecanismo de transporte principal.

2.2.1 – Absorção

A absorção é o mecanismo no qual ocorre o transporte de líquidos em sólidos porosos devido à tensão superficial que age nos poros capilares. A absorção é relatada não apenas como uma função da estrutura do poro, mas também das condições de umidade do concreto (PARROTT, 1992). A absorção da água no concreto é considerada por dois parâmetros básicos (MARTYS & FERRARIS, 1997 e BASHEER; KROPP & CLELAND, 2001):

- 1 – a massa de água que é necessária para saturar o concreto (absorção capilar) e;
- 2 – a velocidade de penetração da água (ascensão capilar ou sorção).

A medida da absorção do concreto é determinada em função do volume de água absorvida em relação à área exposta para penetração da água em função do tempo, e também pela altura de penetração da água em função do tempo.

Nos ensaios de absorção capilar mede-se a quantidade de água absorvida pelo concreto em um determinado período. Essa medida da taxa de absorção é feita em curtos períodos de tempo (de até 6 horas) durante os quais os poros capilares dominam o mecanismo de

absorção. Após esse período, o mecanismo passa a ser controlado pelos poros de gel e também pela difusão (MARTYS & FERRARIS, 1997).

Em virtude da complexidade do sistema poroso do concreto, as equações usadas nas medidas de absorção e profundidade de penetração da água, devem ser usadas com cautela. Além disso, a análise do fluxo de água no concreto pode ser ainda mais complicada quando se leva em conta que a água, com o decorrer do tempo, pode reagir com os compostos do cimento, causando possivelmente uma mudança na estrutura porosa, ou alterando a composição da solução porosa. Por essas particularidades, concretos que possuem a mesma ascensão capilar, poderão apresentar diferentes taxas de absorção (HALL, 1989; PARROT, 1992).

2.2.2 – Difusão

A difusão é o mecanismo pelo qual a substância é transportada de uma parte do sistema à outra devido a gradientes de concentração, embora as diferenças de umidade e de temperatura também contribuam no mecanismo. O movimento em nível macroscópico ocorre como resultado de pequenos movimentos moleculares. A difusão é um mecanismo que depende do tempo, isto é, a quantidade de um elemento que é transportado no interior de outro elemento é uma função do tempo, e seu progresso é muito mais rápido em gases do que em líquidos ou sólidos. A taxa de transferência de massa é expressa como um fluxo de difusão (J), e é definida como sendo a massa que está em difusão através, e perpendicularmente, a uma área unitária de seção reta do sólido por unidade de tempo.

$$J = \frac{M}{At} \quad (\text{equação 2.1})$$

onde:

- J : fluxo de difusão ($\text{kg/m}^2\text{s}$);
- M massa de material em difusão (kg);
- A área através da qual a difusão está ocorrendo (m^2);
- t tempo de difusão decorrido (s).

Se o gradiente de concentração não variar ao longo do tempo, existe uma condição de estado estacionário. Quando a concentração C é registrada em função da posição no interior do sólido (x), a curva resultante é conhecida por perfil de concentração, e a inclinação, em um ponto particular sob esta curva é o gradiente de concentração. Um perfil de concentração típico do estado estacionário é apresentado na Figura 2.3 (CALISTTER JR., 1994).

$$\text{Gradiente de concentração} = \frac{dC}{dx} = \frac{\Delta C}{\Delta x} = \frac{C_A - C_B}{x_A - x_B}$$

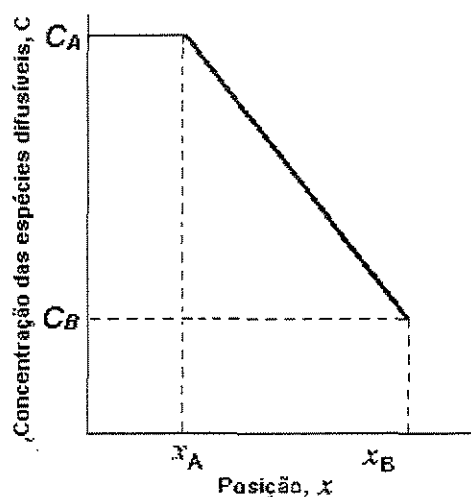


Figura 2.3 – Perfil de concentração linear no estado estacionário (CALISTTER JR., 1994)

A matemática da difusão em estado estacionário ao longo de uma única direção (x) é relativamente simples, pelo fato de o fluxo ser proporcional ao gradiente de concentração, de acordo com a expressão:

$$J = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (\text{equação 2.2})$$

Onde D é uma constante de proporcionalidade, chamado de *coeficiente de difusão*. O sinal negativo indica que a direção da difusão se dá contra o gradiente de concentração, ou seja, o

fluxo de dá de uma superfície de maior concentração para uma de menor concentração. A equação 2.2 é conhecida como a primeira lei de Fick ou lei da difusão no estado estacionário.

Para condições em estado não-estacionário, a concentração C no local x , varia com o tempo, e a equação balanceada geralmente referida como a segunda lei de Fick da difusão, descreve a variação de C em uma unidade de volume com o tempo. A Figura 2.4 apresenta um perfil de concentração para o estado não-estacionário (CALISTTER JR., 1994)

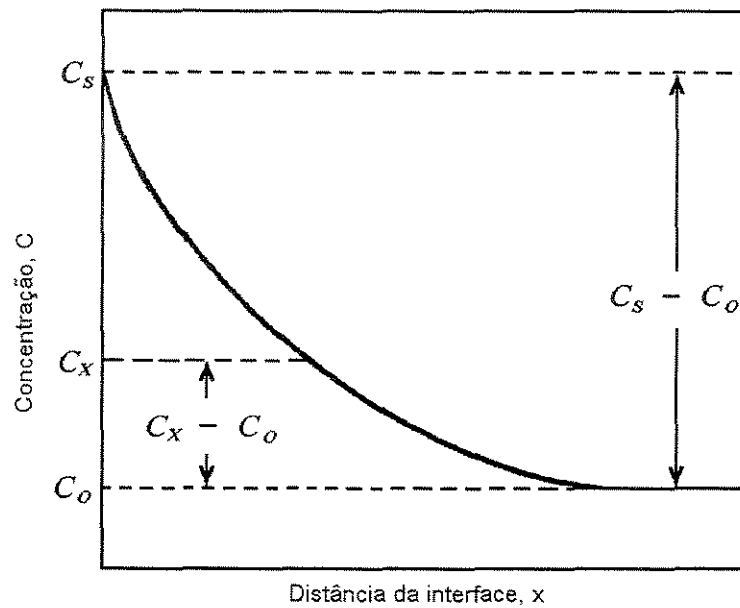


Figura 2.4 – Perfil de concentração para o estado não-estacionário (CALISTTER JR., 1994)

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial (D \cdot \frac{\partial C}{\partial x})}{\partial x} = D \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \right) \quad (\text{equação 2.3})$$

Na equação 2.3, D pode ser constante ou uma função de diferentes variáveis, tais como tempo, temperatura, concentração, localização, etc. Para $D = \text{constante}$, a solução da equação 2.3 para as condições de contorno $C = C_{(0,y)}$ e as condições iniciais de $C = C_o$ para $x > 0$ e $t = 0$, é dada por:

$$C = C_0 \cdot (1 - \operatorname{erf}(\frac{x}{2\sqrt{Dt}})) \quad (\text{equação 2.4})$$

Onde C_0 é a concentração inicial e $\operatorname{erf}(z)$ é a integral normalizada de probabilidade ou *função erro de Gauss*, definida pela expressão:

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^z e^{-y^2} \cdot dy \quad (\text{equação 2.5})$$

Assim como foi discutido no mecanismo de absorção, um fator a considerar no mecanismo de difusão, é a reação química que ocorre entre as substâncias em difusão e o concreto. Por exemplo, o mecanismo de difusão de íons cloreto, assim como o mecanismo de carbonatação do concreto, é acompanhado por reações químicas e físicas com os produtos de hidratação, alterando também a estrutura porosa do material.

Entender o mecanismo de difusão das substâncias agressivas no interior do concreto pode ajudar a prever a sua vida útil, correlacionando a profundidade x atingida pelos agentes agressivos em um tempo t , com a espessura de cobrimento das barras de aço do concreto armado. Vários autores têm sugerido modelos matemáticos para descrever o mecanismo de penetração de íons cloreto e o mecanismo de carbonatação no concreto (PAPADAKIS; VAYENAS & FARDIS, 1991; ISAIA, 1995; SANJUÁN & DEL OLMO, 2001). Porém, certos cuidados devem ser tomados quando se pretende equacionar o mecanismo de difusão a partir de experimentos, pois no decorrer do mecanismo ocorrem reações do agente em difusão com a pasta de cimento do concreto, e que, se não forem consideradas, estas relações matemáticas podem conduzir à obtenção de coeficientes inexatos (embora a favor da segurança).

2.2.3 – Permeabilidade

A permeabilidade pode ser entendida como sendo uma característica do material que descreve a facilidade ou a dificuldade de um fluido em atravessá-lo, devido ao seu sistema

poroso. Mas também pode ser relatada como sendo um mecanismo de transporte quando ocorre o movimento de agentes agressivos no material por meio de diferenças de pressão. Assim, a permeabilidade depende das características físicas dos poros, ou seja, a dimensão, a distribuição e interconexão entre os poros (NEVILLE, 1982).

Como medida qualitativa do sistema poroso, a permeabilidade é importante para determinar sua durabilidade, pois não só controla a carbonatação ou o ingresso de cloretos, fatores essenciais para o início da corrosão no concreto armado, como também o ingresso de oxigênio e umidade, que influenciam na progressão do mecanismo (BANTHIA & MINDESS, 1989). A razão com que o mecanismo ocorre é determinada pela lei de Darcy, na qual a taxa de escoamento é proporcional ao gradiente hidráulico:

$$v = \frac{Q}{A} = -k \left(\frac{dh}{dl} \right) \quad (\text{equação 2.6})$$

Onde v é a velocidade aparente do fluxo, Q é a taxa de escoamento (ou vazão), A é a área da seção transversal ao fluxo, k é o coeficiente de permeabilidade dos poros médio e dh é a perda de carga do fluxo no comprimento dl . A lei de Darcy pode ser aplicada em qualquer direção através de um material poroso, porém a sua validade, de acordo com BANTHIA & MINDESS (1989) está sujeita a inúmeras simplificações, tais como:

- a pressão do ar comprimido dentro da amostra é negligenciada;
- o fluxo ocorre sob a área total (só assim o uso da área A é justificada);
- o efeito da temperatura é negligenciado;
- a compressibilidade da amostra sob estado triaxial de tensão pode ser ignorada;
- existe fluxo paralelo;
- o fluido não exerce pressão na amostra durante o ensaio.

2.2.4 – Migração iônica

A migração iônica é o mecanismo de transporte mais raro de ocorrer no concreto. Este tipo de transporte está relacionado ao transporte de íons no interior do concreto, principalmente íons cloreto. Uma das formas em que a migração iônica ocorre é quando se utilizam ensaios acelerados para estudar a penetração de íons cloreto no concreto. Nesse caso, um campo elétrico gerado por uma corrente elétrica aplicada a uma amostra de concreto. No ensaio, cada tipo de íon conduz uma parte da corrente aplicada, que é proporcional à concentração, à carga elétrica e a condutividade daquele íon. Assim, pode-se avaliar a penetração de íons, nesse caso, íons cloreto, por meio da medida da corrente elétrica em um determinado ponto (OLLIVIER, 1998).

A migração iônica também pode ocorrer por ação de campos elétricos externos como, por exemplo, ao se empregar a técnica de proteção catódica para o controle da corrosão (CASCUDO, 1997 e ISAIA, 1995).

3.1 – Ingresso de íons sulfatos

A presença de íons sulfatos no concreto pode se manifestar de diversas formas: desde a formação clássica da etringita, pela reação da gipsita com os aluminatos do cimento anidro (etringita primária), ou, muitas vezes, pela recristalização desse composto em idades avançadas, formando a etringita retardada ou secundária. A formação de taumasita é outra ação deletéria provocada pelo ingresso dos íons sulfato. Neste caso, os danos são bem maiores do que os relatados com a formação de etringita retardada/secundária, transformando a superfície endurecida em uma camada pastosa e desagregada.

Cumprе ressaltar que existe uma discussão entre os autores no que diz respeito à nomenclatura da etringita formada em idades avançadas.

TAYLOR, FAMY & SCRIVENER (2001); FU & BEAUDOIN (1996); McDONALD (1998) consideram a etringita como retardada aquela na qual os íons sulfato não são oriundos de fonte externa, isto é, os íons sulfato são provenientes da própria pasta de cimento, e posteriormente são liberados lentamente. Por outro lado, a etringita secundária seria formada pela presença de íons sulfato provenientes de fontes externas. COLLEPARDI (2003) não faz distinção entre a etringita secundária e a etringita retardada, considerando ambas como etringita retardada.

A formação desses compostos é essencialmente dependente da fonte, ou origem dos sulfatos (se interna ou externa), da quantidade disponível de sulfatos, da microestrutura do

material (não só da pasta, mas das argamassas e do concreto como um todo), e das condições ambientais (umidade, temperatura) nas quais o material está exposto (COLLEPARDI, 1999).

Neste trabalho adotou-se a nomenclatura empregada por TAYLOR, FAMY & SCRIVENER (2001); FU & BEAUDOIN (1996); McDONALD (1998), chamando a etringita formada em idades avançadas de etringita retardada.

3.1.1 – Formação de etringita retardada (FER)

A etringita retardada ocorre devido à formação dos cristais após o endurecimento da pasta, o que pode acontecer após dias, meses ou anos. O crescimento desses cristais de etringita pode provocar microfissuração, perda de resistência mecânica, perda de protensão (em concretos protendidos) e, em alguns casos, a expansão e desagregação. O mecanismo de formação da etringita retardada é complexo e nem sempre consensual entre os pesquisadores. Mas as condições para que ela se forme é de comum aceitação. Três elementos essenciais controlam a formação da etringita retardada (DIAMOND, 1996):

- Liberação de sulfatos;
- Presença de microfissuras;
- Exposição à umidade.

Em idades avançadas, íons sulfato que estavam presentes internamente no concreto, oriundos do cimento ou de agregados, podem ser liberados e difundem-se pela solução porosa (havendo presença de água intermitente ou continuamente) e se alojam em fissuras, que foram formadas pela cura térmica, por gradientes de temperatura em concreto-massa, pela reação álcali-silica ou geradas pelo uso em serviço. A formação da etringita só acontece se os três elementos estiverem presentes, de forma que na ausência de um desses fatores, a etringita retardada não ocorre. A Figura 2.6 mostra um modelo holístico da formação da etringita retardada (COLLEPARDI, 2003).

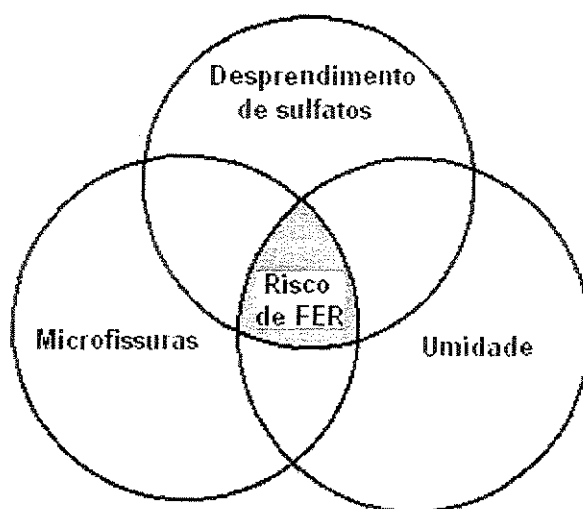


Figura 3.1 – Modelo holístico da formação da etringita retardada (COLLEPARDI, 2003).

A formação da etringita retardada pode ser muito influenciada pela cura térmica, como discutido por vários outros autores (YANG *et al.*, 1999; TAYLOR, FAMY & SCRIVENER, 2001; ZHANG; OLEK & DIAMOND, 2002.). Na cura térmica, quando o regime isotérmico atinge temperaturas elevadas, no caso maiores do que 65 °C – 70 °C, ou quando o gradiente interno de temperatura do concreto ultrapassar essa faixa de temperatura haverá a destruição da etringita primária e os sulfatos serão adsorvidos pelo C-S-H (FU *et. al.*, 1994), não ficando sulfatos disponíveis para a reação com os aluminatos anidros e a formação da etringita primária. Segundo TAYLOR, FAMY & SCRIVENER (2001), posteriormente esses sulfatos se desprendem, e a sua deposição em fissuras em torno do agregado formará a etringita, que mais adiante poderá preencher esses vazios. Essa é a teoria da expansão homogênea e que sua formação nem sempre causaria expansão. DIAMOND (1996) reportou que a etringita se aloja em microfissuras já existentes, provocadas por outras causas, ou seja, a presença de grandes cristais de etringita em fissuras é usualmente uma consequência e não uma causa. Posteriormente, o crescimento dos cristais pode aumentar/abrir estas microfissuras e gerar expansão (FU *et al.*, 1994).

Embora a cura térmica seja um fator relevante para a formação de etringita retardada, não se pode atribuir a ela, ou somente a ela, a formação do produto hidratado. Outros fatores

como: a quantidade excessiva de íons sulfato no clínquer ou a presença de íons sulfato que estavam presos à fase C-S-H e que foram liberados vagarosamente (TAYLOR; FAMY & SCRIVENER, 2001). Mesmo pela baixa disponibilidade de C_3A , ou por algum fator cinético, a etringita pode continuar a se formar por muito tempo após o período normal de sua formação (DIAMOND, 1996).

Distinguir morfologicamente o que é a etringita retardada, de uma etringita que não se transformou em monosulfato, é muito difícil. Os detalhes microestruturais dos dois tipos de etringita são muito semelhantes (DIAMOND, 1996). Em casos usuais da ocorrência da formação de etringita retardada, os cristais de etringita estão orientados perpendicularmente à superfície do agregado, possuem agulhas mais curtas e mais grossas do que as agulhas de etringita primária. Os depósitos de etringita retardada ocorrem de várias formas, mas nem sempre são morfologicamente detectáveis pelas características de retração e formação de microfissuras. A etringita retardada pode também estar depositada no interior da pasta, em cristais de, aproximadamente, 5 μm , ou às vezes nem podem ser detectadas. As análises de cristais individuais de etringita retardada indicam que eles são altamente deficientes em sulfatos quando comparada à composição normal da etringita primária, mas apresentam razoáveis quantidades de Al_2O_3 (DIAMOND, 1996).

COPPELAND *et al.* (1962) citado por TAYLOR, FAMY & SCRIVENER (2001) notou que a etringita permanece por tempo indeterminado, e que, também, cristais pequenos são muito mais instáveis do que os maiores devido à sua maior superfície específica. Nesse sentido, a etringita formada em cristais menores tendem a se recrystalizar em vazios e fissuras do concreto. A presença dos grandes cristais de etringita não conduz necessariamente à expansão.

3.1.2 – Formação da taumasita

A formação de taumasita ocorre de maneira semelhante à da etringita. Enquanto a etringita ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) se forma pela reação do sulfato de cálcio, água e aluminatos de cálcio hidratados, a taumasita ($CaSiO_3 \cdot CaSO_4 \cdot CaCO_3 \cdot 15H_2O$) se forma a partir da

reação do carbonato, sulfato de cálcio, água e silicatos de cálcio hidratados, como os existentes nas argamassas e concretos de cimento Portland e argamassas de cal e pozolana. Acredita-se que a taumasita se forme em temperaturas baixas e em condições de umidade em que a água que contém íons sulfato entra em contato com o cimento Portland e com o carbonato de cálcio que porventura possa estar presente (HARTSHORN, SHARP & SWAMY, 1999).

Na estrutura cristalina da taumasita, os íons silício estão presentes nos lugares ocupados pelos íons alumínio na estrutura cristalina da etringita. Contudo, devido à diferença de carga elétrica do silício (Si^{4+}) em relação ao alumínio (Al^{3+}) e também ao íon sulfato (SO_4^{2-}), a taumasita precisa do íon carbonato (CO_3^{2-}) para neutralizar as cargas positivas na estrutura cristalina.

Portanto, para a formação de taumasita faz-se necessário (BENSTED, 1999):

- a) Fontes de cálcio, tais como óxido de cálcio (ou hidróxido de cálcio) e sílica, silicato tricálcico – Ca_3SiO_5 , silicato dicálcico – Ca_2SiO_4 ;
- b) Fontes de sulfato de cálcio, tais como a gipsita - $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, hemidrato – $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$ ou a anidrita – CaSO_4 .
- c) Fontes de carbonato de cálcio, tais como por exemplo, a calcita – CaCO_3 ou o dióxido de carbono – CO_2 interagindo com uma fonte de íons Ca^{++} .
- d) Disponibilidade de água.

Em outras palavras, a taumasita é formada por uma reação geral envolvendo íons cálcio, silicato, sulfato, carbonato e água suficiente para permitir ambos o transporte dos íons potencialmente reativos e formar a taumasita, e que estes íons possam se interar sob condições de baixa temperatura. Este é um ponto importante. A reação é lenta e pode levar alguns anos para se obter uma quantidade significativa de taumasita que provoque deterioração das argamassas e concretos.

A taumasita também pode ser formada a partir da interação com a etringita, a qual entra em solução sólida parcial como silicato de cálcio hidratado – C-S-H e a calcita, ou com o CO_2 atmosférico na presença de íons Ca^{++} (BENSTED, 1999).

A formação de taumasita cessa quando a temperatura atinge valores superiores a 15°C , aproximadamente; mas, as reações se reiniciam quando a temperatura cai para valores inferiores a 15°C (BENSTED, 1999).

Uma das formas de identificação da taumasita, e também da etringita, é a difração de raios-X, que proporciona uma indicação clara das fases cristalinas presentes. Devido às estruturas cristalinas da etringita e da taumasita serem similares, seus picos cristalinos observados nos difratogramas apresentam semelhanças, como mostra a Figura 2.7.

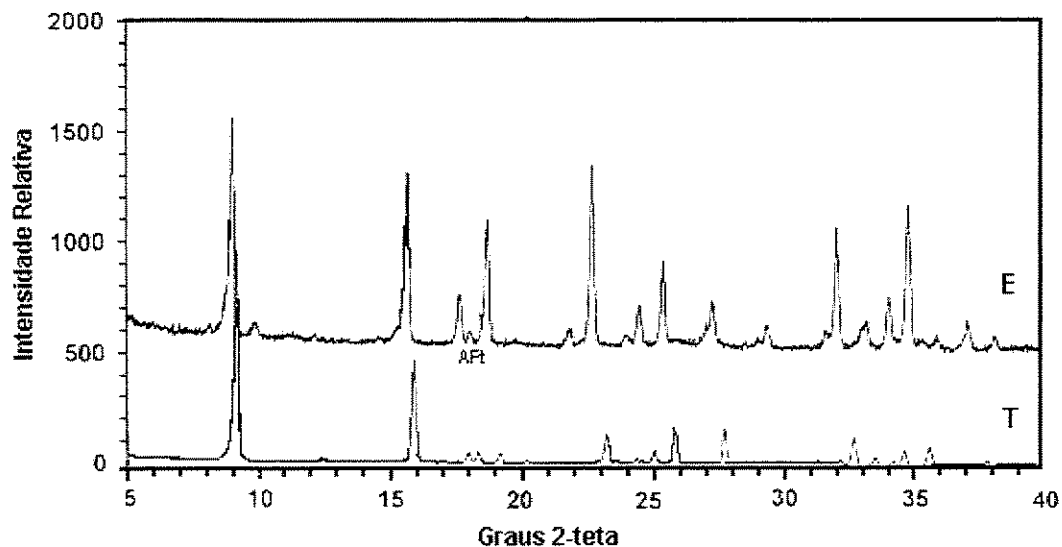


Figura 3.2 – DRX da etringita e taumasita (HARTSHORN, SHARP & SWAMY, 1999).

Particularmente, os dois maiores picos, próximos de $9,1^\circ 2\theta$ e $16^\circ 2\theta$ estão presentes em ambos os compostos. Embora haja pequenas diferenças nas distâncias interplanares destes picos para os dois compostos, é difícil distingui-los quando as quantidades presentes são pequenas, particularmente se ambos estiverem presentes na amostra. No entanto, na maioria das

situações, uma quantidade suficiente de picos menores está presente para que seja possível identificar a presença de ambos (etringita e taumasita) nos difratogramas. Em particular, os picos de taumasita que estão próximos a $19,5^\circ 2\theta$, $23,4^\circ 2\theta$, $26^\circ 2\theta$ e $28^\circ 2\theta$ estão distantes dos picos da etringita. Da mesma forma, há picos de etringita evidentes, para os quais não há picos de taumasita equivalentes (por exemplo, a $22,9^\circ 2\theta$) (HARTSHORN, SHARP & SWAMY, 1999).

Uma vez formada a taumasita, ela é estável até, aproximadamente, 110°C quando se decompõe para formar uma estrutura desordenada conhecida como taumasita vítrea. Esta estabilidade contrasta com a etringita que apresenta uma estrutura semelhante que, embora formada em temperatura ambiente, sofre um colapso na estrutura cristalina a 60°C e se decompõe a, aproximadamente, 90°C . Ao contrário da etringita, a taumasita não apresenta colapso na estrutura cristalina antes da sua decomposição a 110°C (BENSTED, 1999).

3.2 – Carbonatação

A carbonatação é um dos grandes problemas que podem afetar a durabilidade do concreto armado, por criar condições propícias para que possa ocorrer a corrosão da armadura. Trata-se de uma reação de neutralização que envolve um complexo mecanismo físico-químico, causado pela penetração do dióxido de carbono – $\text{CO}_{2(g)}$ presente na atmosfera, através dos poros do concreto, descaracterizando a região passiva que envolve a armadura, tornando-a susceptível à corrosão.

Para a análise do mecanismo de carbonatação, vários aspectos devem ser levados em consideração. Primeiro: a forma com que o CO_2 penetra e se difunde para o interior do concreto até atingir a região da armadura, e as condições favoráveis para que isso ocorra. Segundo: as reações químicas que ocorrem entre o dióxido de carbono e os compostos hidratados e não hidratados do cimento. Terceiro: a medida da velocidade de penetração como forma de prever a vida útil da estrutura e as formas de diagnosticar a profundidade de carbonatação. De um modo geral, o mecanismo de carbonatação aumenta bastante a complexidade das reações dentro da pasta de cimento Portland.

O dióxido de carbono (CO_2) está presente na atmosfera em 0,035% em volume (HOUST & WITTMANN, 2002), podendo chegar a 1% em regiões industriais (NEVILLE, 1982). Por meio do mecanismo de difusão, envolvendo diferenças de concentração, o CO_2 penetra através dos poros e se dissolve na solução porosa do concreto, formando o ácido carbônico (HCO_3^-). A partir desse composto iniciam-se várias reações químicas que envolvem os álcalis (sódio e potássio), o hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), os silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) e os compostos anidros do cimento Portland (C_3S e C_2S).

O hidróxido de cálcio (Ca(OH)_2), ou CH, ou também portlandita) representa de 20% a 25% do volume da pasta hidratada e os silicatos de cálcio hidratados (C-S-H) de 50% a 60% (MEHTA & MONTEIRO, 1994). Então, ainda que a reação do dióxido de carbono ocorra também com os outros compostos hidratados e não hidratados do cimento Portland, e que embora os álcalis (sódio e potássio) sejam os primeiros compostos que se ligam ao ácido carbônico, em geral, o mecanismo de carbonatação é principalmente associado aos dois primeiros compostos (CH e C-S-H). Isso se deve ao fato de que, além desses compostos existirem em maior quantidade, o C-S-H é o composto hidratado ao qual se atribui a maior importância no desenvolvimento das propriedades do concreto, e o CH, que é altamente solúvel em meios ácidos, torna-se o composto de maior susceptibilidade à carbonatação (CALLEJA, 1980; HOUST & WITTMANN, 2002):

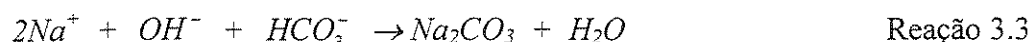
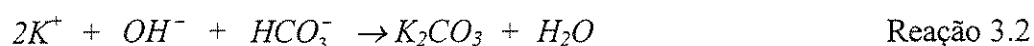
As reações químicas simplificadas ocorrem da seguinte forma (KOBAYASHI & UNO, 1989; PAPADAKIS, VAYENAS & FARDIS, 1991; KOBAYASHI; SUZUKI & UNO, 1994; XIAL *et al.*, 2002):

1º - Difusão do CO_2 na fase gasosa para o interior do concreto através da solução porosa;

2º - Dissolução do CO_2 na solução dos poros:



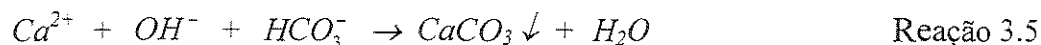
3º - Reação com os álcalis presentes na solução:



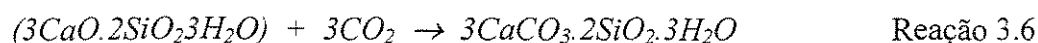
4º Dissolução dos cristais de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ presentes nos poros da pasta, devido à redução do pH provocado pela reação com os álcalis:



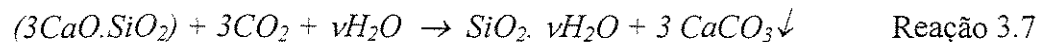
5º - Reação do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ com o CO_2 , ambos dissolvidos nos poros:



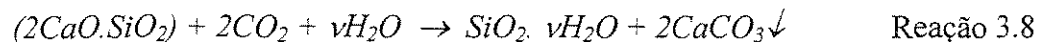
6º - Reação com o C-S-H



7º - Reação com o C_3S



8º - Reação com o C_2S



Como apresentado nas reações 3.1 a 3.8, no mecanismo final das reações de carbonatação, há a formação de carbonato de cálcio, que se precipita, e pode até melhorar algumas propriedades no concreto, como aumentar a resistência à compressão e diminuir a permeabilidade. Este mecanismo é conhecido como colmatação, que é uma redução do volume dos poros devido à deposição do cristal de carbonato de cálcio. Assim, para um concreto pouco poroso, a carbonatação pode impedir o seu próprio e contínuo avanço (PARROTT, 1987, citado por NUNES, 1998; ROY; POH & NORTHWOOD, 1999).

A velocidade e a intensidade com que o mecanismo de carbonatação ocorre dependem da qualidade dos materiais (fatores materiais), do meio em que o concreto está exposto (fatores ambientais) e da qualidade do processo construtivo (fatores construtivos) (XIAL *et al.*, 2002; HOUST & WITTMANN, 2002):

a) Fatores materiais:

- relação água/cimento;
- tipo e quantidade de cimento;
- tipo e granulometria do agregado;
- aditivos.

b) Fatores ambientais:

- umidade relativa;
- temperatura;
- pressão;
- concentração de CO_2 .

c) Fatores construtivos:

- mistura;
- adensamento;
- cura.

Ainda a respeito desses fatores, deve-se observar que para que a reação de carbonatação ocorra, as condições de umidade interna nos poros são essenciais. A Figura 3.3 mostra as condições em que o sistema poroso da pasta do concreto pode se apresentar (BAKKER, 1988, citado por CASCUDO, 1997).

Com os poros saturados de água, a reação de carbonatação praticamente não ocorre, pois a difusão do dióxido de carbono na água é cerca de 10.000 vezes menor do que no ar (BAKKER, 1988, citado por CASCUDO, 1997). No caso contrário, no qual os poros estão secos, o dióxido de carbono penetra até as regiões mais internas do concreto; no entanto, não ocorre a carbonatação, pois a reação depende da presença de umidade. Na situação intermediária, quando os poros apresentam-se parcialmente preenchidos pela água, a carbonatação avança até atingir valores máximos. Ainda que com quantidades intermediárias de água nos poros, uma baixa quantidade de água é insuficiente para formar o ácido carbônico (NEVILLE, 1982).

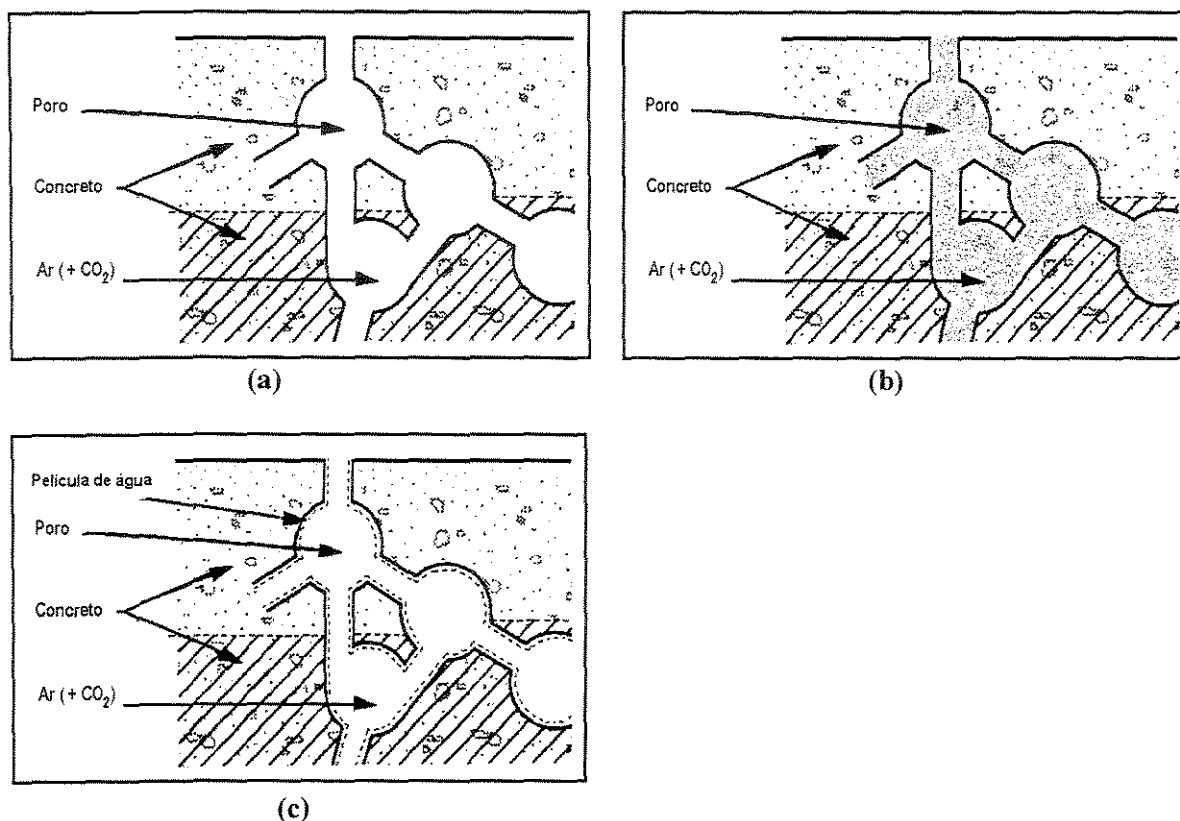


Figura 3.3 – Representação esquemática de carbonatação parcial do concreto: a) com poros totalmente secos; b) poros saturados com água e c) parcialmente preenchido com água (concreto com U.R. normal do ambiente) (BAKKER, 1988, citado por CASCUDO, 1997).

Com os poros saturados de água a reação de carbonatação praticamente não ocorre, pois a difusão do dióxido de carbono na água é cerca de 10.000 vezes menor do que no ar (BAKKER, 1988, citado por CASCUDO, 1997). No caso contrário, no qual os poros estão secos, o dióxido de carbono penetra até as regiões mais internas do concreto; no entanto, não ocorre a carbonatação, pois a reação depende da presença de umidade. Na situação intermediária, quando os poros apresentam-se parcialmente preenchidos pela água, a carbonatação avança até atingir valores máximos. Ainda que com quantidades intermediárias de água nos poros, uma baixa quantidade de água é insuficiente para formar o ácido carbônico (NEVILLE, 1982).

Assim, a umidade ideal para que o mecanismo de carbonatação ocorra é cerca de 50% a 65%, como mostrado na Figura 3.4 (VENUAT, 1977, citado por ROSEMBERG *et al.*, 1989).

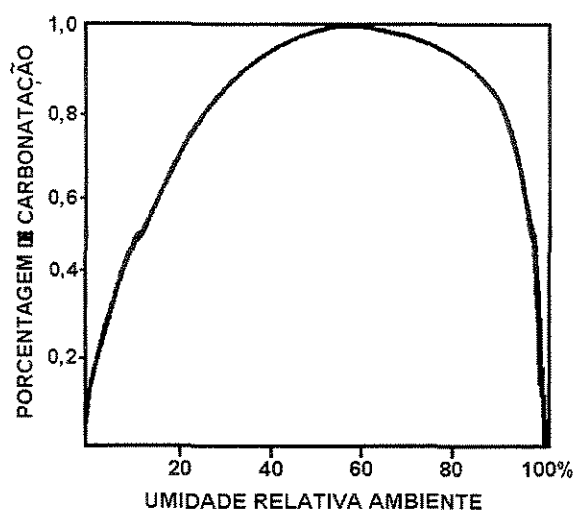


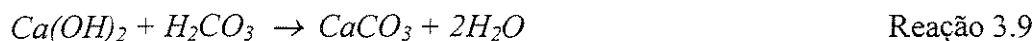
Figura 3.4 – Grau de carbonatação em função da umidade do ambiente (VENUAT, 1977, citado por ROSEMBERG *et al.*, 1989)

Ainda, em relação á umidade nos poros do concreto, deve-se ressaltar as situações de molhagem / secagem às quais as estruturas de concreto estão submetidas. O ciclo de molhagem devido à incidência de chuvas dificulta o avanço da carbonatação. Durante o período de chuva há saturação dos poros tornando inexistente o mecanismo de difusão o qual aumenta durante o período de estiagem (NUNES, 1998; BASSHEER *et al.*, 2001; HOUST & WITTMANN, 2002).

O processo de carbonatação envolve um acréscimo de volume sólido de cerca de 11%. Assim, os poros livres serão preenchidos pelos produtos de carbonatação, e com isso espera-se que haja uma redução na porosidade (CEUKELAIRE & NIEUWENBURG, 1993). O avanço da carbonatação no concreto pode ser medido de diversas formas: por meio de indicadores como fenolftaleína e timolftaleína; por análise térmica diferencial ou por análise de imagens (KAZMIERCZAK & LINDENMEYER, 1996). Em geral, pela facilidade de uso, rapidez na determinação e precisão relativamente boa (0,5 mm), a fenolftaleína é comumente usada para medir a profundidade de carbonatação no concreto. Trata-se de um indicador ácido/base, que altera sua cor de incolor, em regiões de $\text{pH} \leq 8,3$, para carmim, onde o $\text{pH} \geq 10$, denotando a estabilidade da alcalinidade na região. Estudos realizados por LO & LEE (2002) mostraram que existe uma zona parcialmente carbonatada, onde o valor do pH não é detectado usando a solução de fenolftaleína, indicando que o dióxido de carbono poderia reagir em

profundidades maiores do que aquelas mostradas pela solução colorimétrica. Os autores apresentaram ensaios de espectroscopia por infravermelho para avaliar a profundidade de carbonatação no concreto. A espectroscopia é uma ferramenta usada para determinar a estrutura funcional dos grupos das moléculas. O método é baseado na observação do espectro de infravermelho, que apresenta um pico característico da ligação C-O devido à formação do composto CaCO_3 em detrimento da ligação C=O do CO_2 . Em geral, uma diferença de 1,5 mm pode ser notada entre as medidas usando solução de fenolftaleína e a determinada pelo ensaio de espectroscopia por infravermelho.

Como o mecanismo de carbonatação é muito lento, devido à velocidade de difusão do CO_2 no concreto, ensaios acelerados são geralmente realizados em câmaras de carbonatação, com atmosfera de CO_2 muito acima do natural, aumentando a velocidade de carbonatação. Alguns autores contestam os teores elevados de CO_2 na câmara, por produzir resultados diferentes daqueles de concretos expostos ao ambiente, mesmo que estejam expostos por períodos elevados (KAZMIERCZAK & LINDENMEYER, 1996), pois a quantidade em excesso de CO_2 pode resultar na formação de bicarbonato de cálcio – $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$ (solúvel), ao invés do carbonato de cálcio – CaCO_3 (insolúvel), de acordo com as reações 3.9 e 3.10. A geração desse composto solúvel pode facilitar a migração do carbonato de cálcio para poros da pasta de cimento e gerar uma região carbonatada cuja microestrutura apresente características distintas daquelas geradas em pequenas concentrações de CO_2 .



De posse dos valores de profundidade de carbonatação, é possível estabelecer uma relação entre o tempo e a profundidade de carbonatação. Em geral, uma relação matemática derivada da primeira lei da difusão (primeira lei de Fick), relacionando a profundidade de carbonatação (x) e o tempo (t), é proposta de acordo com a equação 3.1 (ISAIA, 1995; NUNES, 1998; ROY; POH & NORTHWOOD, 1999; BASHEER; KROPP & CLELAND, 2001; HOUST & WITTMANN, 2002):

$$x = A\sqrt{t}$$

Equação 3.1

Onde, x é a profundidade de carbonatação no tempo t , e A é uma constante. A grande importância do modelo matemático está na previsão da vida útil da estrutura, ou o período de iniciação, considerado como o período de tempo necessário para que a frente de carbonatação atinja a armadura (TUUTTI, 1982, citado por CASCUDO, 1997). A Figura 3.5 exemplifica a relação entre o cobrimento da armadura e a profundidade de carbonatação.

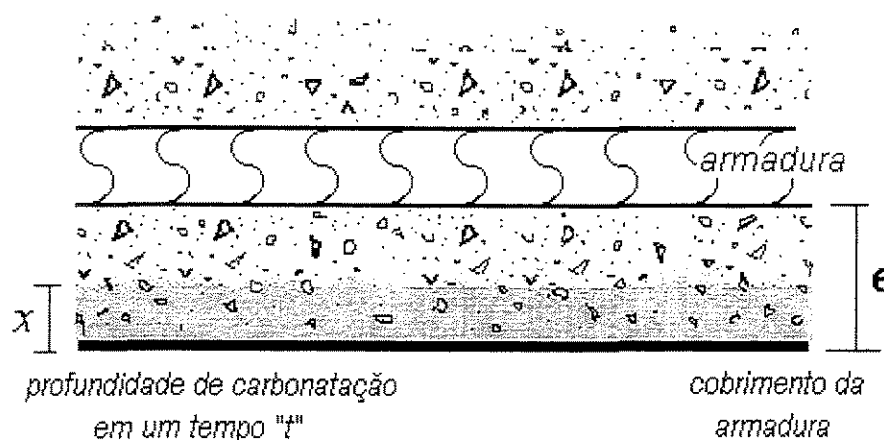


Figura 3.5 – Relação entre o cobrimento da armadura e a profundidade de carbonatação.

Porém, a aplicação da primeira lei da difusão usando parâmetros constantes tem suas limitações, porque o coeficiente de difusão D varia segundo alguns parâmetros, ou seja, x é dependente do tempo (que influencia no grau de hidratação), da concentração de CO_2 no ambiente, da temperatura e da umidade. Assim, o valor dessa constante A pode ser calculado considerando todos esses parâmetros, usando a segunda lei de Fick e levando em consideração a concentração na solução porosa do concreto.

Na realidade, após um certo tempo, a carbonatação não alcançará uma profundidade precisa definida pela equação 3.1. Após um período suficientemente longo, três zonas de carbonatação podem ser distinguidas: a primeira, que é a da superfície exposta ao ar, está totalmente carbonatada ou pelo menos sua taxa de carbonatação é constante. A segunda, uma

zona de transição, freqüentemente chamada de frente de carbonatação também é observada, onde o grau de carbonatação diminui gradualmente até zero; e uma terceira zona, onde o concreto não está carbonatado (HOUST & WITTMANN, 2002).

3.3 – Penetração de íons cloreto

O ataque sofrido pelo concreto devido à ação dos íons cloreto é descrito como um dos problemas mais sérios que contribuem para a perda de durabilidade da estrutura de concreto armado. Os íons cloreto podem penetrar no concreto advindo de várias origens:

- a) provenientes de soluções descongelantes;
- b) presentes em agregados contaminado por sais;
- c) oriundos de aditivos químicos à base de cloreto de cálcio;
- d) procedentes de maresia ou névoa salina (água do mar);
- e) presentes em salmouras industriais;
- f) incorporados na água de amassamento.

Como cerca de 80% da superfície da Terra é coberta pelos oceanos, e obras de grande risco estão expostas à água do mar, essa é a forma mais preocupante de contaminação do concreto por cloretos. Esse problema é motivo de maior ênfase no Brasil, já que o país possui um extenso litoral e onde os casos de congelamento são esporádicos.

No concreto, o mecanismo de transporte responsável pela penetração do íon cloreto até a armadura se faz principalmente por meio da absorção capilar e da difusão. Em alguns casos, pode ocorrer pela migração iônica, devido a campos elétricos gerados pela corrente elétrica do mecanismo eletroquímico, ou pela ação de campos elétricos externos, e pela aplicação da técnica de proteção catódica de proteção da armadura.

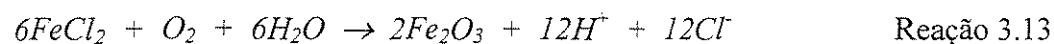
Quando da contaminação, os íons cloreto podem estar presentes de três formas diferentes no concreto:

- íons cloreto quimicamente combinados, formando, na maioria das vezes, o monocloroaluminato de cálcio hidratado;
- íons cloreto adsorvidos na parede do silicato de cálcio hidratado, C-S-H;
- íons cloreto livres na solução porosa.

A seguir são descritas as principais formas de contaminação do concreto por íons cloreto:

- a) Íons cloreto quimicamente combinados: os íons cloreto podem combinar-se quimicamente com compostos anidro do cimento. Na maioria das vezes, combina-se com o aluminato tricálcico (C_3A) formando um hidratado sólido, o cloroaluminato de cálcio hidratado ($3CaO.Al_2O_3.CaCl_2.10H$), conhecido como *Sal de Friedel* que tem morfologia hexagonal, com tamanho que varia de 2 μm a 3 μm (LUO *et al.*, 2003). Em menor extensão, os íons cloreto também podem combinar-se com o ferroaluminato de cálcio (C_4AF) e formar o cloroferroaluminato de cálcio hidratado ($(3CaO.Fe_2O_3.CaCl_2.10H)$) (SURYAVANSHI & SWAMY, 1996). Neste ponto, os aluminatos presentes no cimento têm grande importância na manutenção da durabilidade, já que os cloretos combinados não contribuem para o mecanismo de corrosão. Porém, essa ligação não é permanente, e sua conservação depende da alcalinidade do concreto, que pode ser alterada, por exemplo, pela carbonatação ou por adições minerais (BASHEER; KROPP & CLELAND, 2001).
- b) Íons cloreto adsorvidos: a adsorção dos íons cloreto pelo silicato de cálcio hidratado (C-S-H) é resultado da alta capacidade de adsorção desse composto devido à sua grande área superficial. A adsorção de íons cloreto nas paredes do C-S-H pode alterar a morfologia do C-S-H de fibrosa à densa, alterando também a estrutura porosa do concreto (SURYAVANSHI; SCANTLEBURY & LYON, 1995).
- c) Íons cloreto livres: a existência desse tipo de íons cloreto é a mais preocupante com relação à perda de durabilidade da estrutura de concreto armado devido à corrosão da armadura. Os íons cloreto livres atingem a armadura pelo mecanismo de difusão, e são adsorvidos na superfície metálica da barra de aço, promovendo a hidratação dos íons metálicos, facilitando

a sua dissolução e formando um complexo solúvel de $FeCl_2$ (cloreto de ferro). A uma certa distância do eletrodo o complexo é rompido e o íon cloreto fica livre para transportar mais íons ferrosos (CASCUDO, 1997). Esse tipo de corrosão provocada pela ação de cloretos é puntual, e é descrita como corrosão por “pite”. É importante lembrar que, para que o mecanismo de corrosão ocorra é necessário que se forme o eletrodo (cátodo-ânodo), ou seja, é preciso que haja disponibilidade de água e oxigênio, e o ingresso desses compostos irá depender da estrutura porosa, assim como da umidade interna do concreto. As reações seguintes apresentam de forma simplificada a ação dos íons cloreto no mecanismo de corrosão (THANGAVEL & RENGASWAMY, 1998).



Nota-se, então, que a reação ferro-cloreto é autoperpetuante, ou seja, na formação dos óxidos férricos, íons cloreto livre continuaram presentes. Assim, o cloreto desempenha um papel único, ele pode ser reusado novamente e novamente, agindo livremente como uma reação de catálise, enquanto houver uma pequena quantidade de íons cloreto que possa sustentar a reação e continuar o mecanismo.

O coeficiente de difusão dos íons cloreto, da mesma forma que a carbonatação, pode ser calculado empregando a segunda lei de Fick – difusão no estado não estacionário, e é dependente, entre outros, da concentração de cloretos, da umidade interna, da relação água/cimento (NIELSEN & GEIKER, 2003):

$$c(x,t) = \frac{m_{cl}}{\sqrt{\pi \cdot D \cdot t}} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{4Dt}\right) \quad \text{Equação 2.8, ou}$$

$$c(x,t) = (C_S - (C_S - C_i) \cdot \operatorname{erf} \frac{x}{\sqrt{4 \cdot D \cdot t}}) \quad \text{Equação 2.9}$$

Onde $c(x, t)$ é a quantidade total de cloretos a uma profundidade x exposta no tempo t , m_{cl} é a massa total de íons em difusão, C_s é a quantidade de cloretos na superfície, C_i é a quantidade inicial de total de cloretos, e D é o coeficiente de difusão de íons cloreto, assumindo que não haja interação entre os íons cloreto e o material.

Existe uma quantidade tolerável de íons cloreto que pode estar presente na solução do concreto, que não é suficiente para provocar a quebra do filme passivo da armadura. A quantidade limite de íons cloreto disponíveis para iniciar a despassivação denomina-se *teor crítico de cloretos*, e depende de parâmetros ambientais (umidade relativa do ar, concentração de cloretos na superfície do concreto, etc) e da composição do cimento. Sob estes aspectos, algumas normas e procedimentos (como o *Comitê Euro-international du Béton* – CEB e RILEM) adotam como quantidade crítica de cloretos o valor de 0,4% da massa de cloretos em relação à massa de cimento, embora esse valor possa variar com a qualidade do concreto e com outros fatores externos como a carbonatação. A NBR 6118 (ABNT, 1982) fixa a quantidade máxima permitida de cloretos em 500 mg/L em relação à quantidade de água de amassamento, variando de acordo com a agressividade ambiental (Tabela 3.1) Esses valores nem sempre são aceitos e são passíveis de discussão visto que, no caso da norma brasileira, se for aumentada a quantidade de água, poder-se-ia aumentar o limite de cloretos, ou no caso das normas estrangeiras, aumentar a quantidade de cimento permitindo um limite maior de cloretos. Uma proposta razoável foi defendida por Haussmann (HAUSSMANN, 1967, citado por CASCUDO, 1997), que definiu como sendo 0,6 o valor crítico do quociente $[Cl^-]/[OH^-]$, visto que a alcalinidade é responsável por manter em equilíbrio o filme passivo da armadura.

Tabela 3.1 – Classificação da agressividade do ambiente sobre as armaduras das estruturas de concreto (ABNT, 1982).

Agressividade do meio	Macroclima	Microclima	CO ₂ ambiente	Cl ⁻ ambiente
Fraca	atmosfera rural	U. R < 60% interiores secos	≤ 0,3%	≤ 200 mg/l
Média	urbana	U. R de 60% a 95% U.R = 100% (subm.)	≤ 0,3%	> 500 mg/l
Forte	marinha ou industrial	U. R de 65% a 100% (variável)	≥ 0,3%	> 500 mg/l
Muito Forte	polos industriais	interiores úmidos com agentes agressivos	> 0,3%	> 500 mg/l

Por maior que seja a capacidade de um dado concreto de ligar-se quimicamente ou adsorver fisicamente íons cloreto, haverá sempre um estado de equilíbrio entre as três formas de ocorrência desses íons, de forma que sempre existirá um certo teor de íons cloreto livres na fase líquida do concreto (SURYAVANSHI; SCANTELEBURY & LYON, 1995; TUUTTI, 1982, citado por CASCUDO, 1997).

Neste capítulo serão apresentados os materiais e os métodos que foram utilizados no desenvolvimento da pesquisa experimental.

4.1 – Materiais

Para a pesquisa experimental foram utilizados os seguintes materiais:

- Cimento Portland de Alto Forno – CP III – 32;
- Cimento Portland de Alta Resistência Inicial – CP V ARI;
- Agregado graúdo: tipo litológico:basalto; origem: região de Paulínia – São Paulo;
- Agregado miúdo: areia natural de rio;
- Aditivo plastificante.

Todos os materiais foram previamente escolhidos, adquiridos e então armazenados adequadamente visando manter suas propriedades e utilizar sempre os mesmos materiais. Assim, evitou-se problemas que pudessem ser decorridos de variações de lotes. Na primeira etapa do estudo experimental fez-se a caracterização prévia dos materiais segundo as normas brasileiras.

4.1.1 – Cimento Portland

Dois tipos de cimento, de mesmo clínquer, foram utilizados na pesquisa: cimento Portland de alto-forno (CP III-32), e cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). A composição química do cimento foi fornecida pelo fabricante. Foram realizados os ensaios de

difração de raio-X, massa específica, massa unitária aparente e tempos de pega. As composições químicas e potenciais do cimento, assim como as características físicas e reológicas da pasta estão detalhadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Composição química, composição potencial e características físicas dos cimentos empregados.

Cimento	CP V-ARI	CP III-32
Clinker (% em massa de cimento)	90,6	37,9
Escória (% em massa de cimento)	--	53,4
Gipsita (% em massa de cimento)	6,0	4,4
Mat. Carbonático (% em massa de cimento)	3,4	4,3
Perda ao fogo	2,68	3,01
Resíduo Insolúvel	0,39	0,75
SiO ₂	19,58	25,93
Al ₂ O ₃	4,96	8,38
Fe ₂ O ₃	3,14	2,09
CaO	64,65	51,53
MgO	0,54	3,78
SO ₃	2,87	3,68
Na ₂ O	0,06	0,14
K ₂ O	0,75	0,55
Módulo de sílica	2,42	2,48
Módulo de alumina	1,58	4,01
Fator de saturação de cal	88,7	34,5
C ₃ S	56,7	21,0
C ₂ S	11,7	5,0
C ₃ A	8,1	3,2
C ₄ AF	9,5	3,5
Início de pega (minutos)*	115	260
Fim de pega (minutos)*	200	400
Finura Blaine (cm ² /g)	4650	4050
Massa específica (g/cm ³)	3,018	3,083

A composição potencial apresentada fornecida pelo fabricante, e foi calculada em função do teor de clínquer em cada cimento. Os valores de início e fim de pega se referem a pasta de consistência normal.

4.1.2 – Agregados

Como agregado miúdo foi empregada a areia natural, de rio, adquirida na região de Campinas – São Paulo. O agregado graúdo utilizado foi pedra britada, adquirida na região de Paulínia – São Paulo. Foram realizados ensaios de granulometria – NBR 7211 e NBR 7216 (ABNT, 1983 e ABNT 1987a), massa específica e massa unitária – NBR 7217 (ABNT 1987b). A composição granulométrica e as curvas representativas da granulometria dos agregados, assim como as características físicas desses materiais, estão apresentadas no Apêndice II.

4.1.3 – Aditivo químico

O aditivo químico utilizado é classificado no Brasil pela NBR 11780 (ABNT, 1992) como SP – superplastificante. De acordo com as especificações fornecidas pelo fabricante, as características do produto são as seguintes: produto líquido, de cor marrom, à base de melamina, isento de cloretos. Os ensaios de caracterização do produto, realizados em laboratório de acordo com a NBR 10908 (ABNT, 1990) apresentaram teor de sólidos de 27% e massa específica de $1,160 \text{ g/cm}^3$. A quantidade recomendada pelo fabricante para o uso do aditivo é de 0,58% a 1,74%. Na mistura, foi utilizado 0,60% de aditivo em relação à massa de cimento.

4.2 – Cura do concreto

As amostras de concreto foram submetidas a cinco tipos de cura: cura ao ar, cura normal – NBR 5738 (ABNT, 1994a), cura por imersão por um período de 7 dias, cura térmica no vapor sobre pressão atmosférica em temperatura de 60 °C e a 80 °C.

4.2.1 – Cura ao ar

Para esse regime de cura, as amostras, depois de moldadas, permaneceram nas fôrmas por 24 horas até serem desmoldadas e, então, foram deixadas nas condições do ambiente (média de temperatura de 25 °C e umidade de 65%)

4.2.2 – Cura por imersão por 7 dias

Na cura por imersão, as amostras, depois de moldadas, permaneceram nas formas por 24 horas até serem desmoldadas. As amostras foram cobertas por placas de vidro para minimizar a perda de água por evaporação. Após desmoldagem, as amostras foram colocadas imersas em água, em temperatura ambiente, até a idade de 7 dias. Após esta idade, os corpos-de-prova foram retirados e deixados no ambiente do laboratório até a data do ensaio.

4.2.3 – Cura normal

As amostras submetidas à cura normal permaneceram nas fôrmas por 24 horas, cobertas por placas de vidro até serem desmoldadas. Após desmoldagem, as amostras foram imersas em água, onde permaneceram até a data do ensaio.

4.2.4 – Cura térmica a vapor

No regime de cura térmica, depois de moldadas, as amostras foram levadas à câmara térmica, cujo esquema é mostrado na Figura 4.1. A câmara térmica utilizada foi construída de fibrocimento e possui equipamentos para o controle da temperatura no interior da câmara. Para o aquecimento da água são usadas resistências do tipo serpentinas, e o controle da temperatura foi feito por meio de um termostato. Uma grelha colocada dentro da câmara garantia que as amostras ficassem submetidas apenas ao vapor de água (CAMARINI, 1995). Neste trabalho experimental, duas temperaturas de cura foram empregadas: 60 °C e 80 °C.

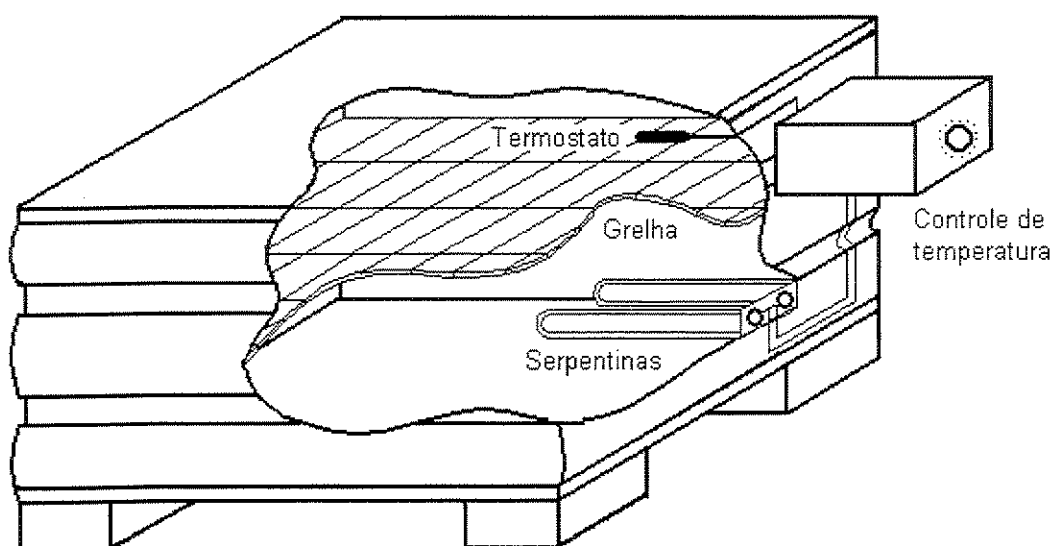


Figura 4.1 – Câmara térmica para cura a vapor.

O processo de cura térmica obedeceu ao ciclo de cura representado na Figura 4.2.

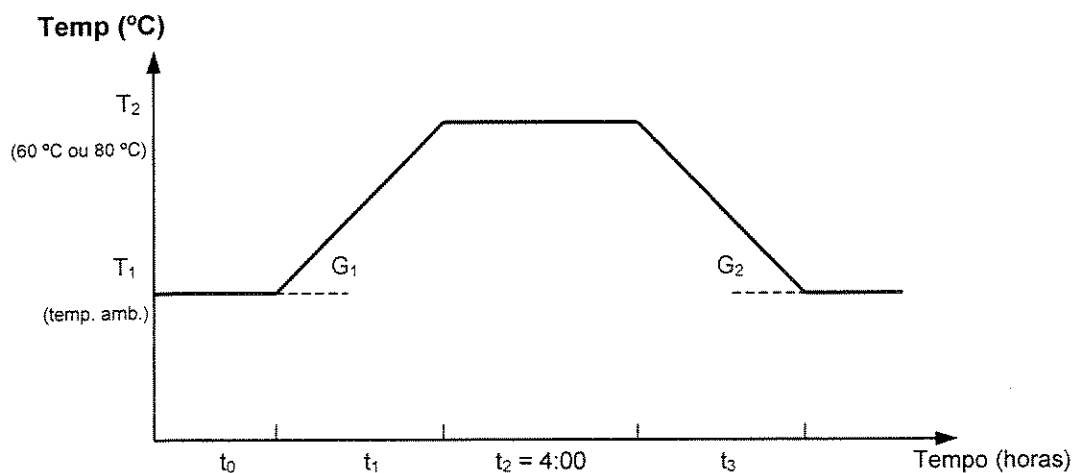


Figura 4.2 – Ciclo térmico empregado para o regime de cura térmica a vapor.

O ciclo de cura foi composto pelos seguintes períodos:

- Tempo de espera (t_0): esse período coincide com o tempo de pega do concreto. Os ensaios preliminares para determinar o tempo de pega do concreto foram realizados de acordo com a ASTM C-403 M (ASTM, 1995). Para os concretos produzidos com cimento Portland de alto forno - CP III-32, esse tempo foi de 465 minutos, e para os concretos produzidos com

cimento Portland de alta resistência inicial – CP V-ARI, o tempo de espera foi de 210 minutos.

- Período de elevação da temperatura (t_1): tempo no qual ocorre uma elevação gradual da temperatura, obedecendo a um gradiente (G_1), até atingir o valor máximo requerido de 60 °C ou 80 °C. O gradiente pode variar entre 20 °C e 30°C/hora. Nesta pesquisa o G_1 foi de 21 °C/h.
- Regime isotérmico (t_2): período em que se mantém a temperatura constante de 60 °C ou 80 °C. Nesta pesquisa t_2 foi mantido por um período de 4 horas;
- Período de resfriamento (t_3): tempo no qual ocorre o resfriamento gradual da temperatura, num gradiente (G_2) de cerca de 20 °C/h, até retornar à temperatura ambiente.

4.3 – Dosagem experimental

A dosagem utilizada nessa pesquisa adotou uma proporção de aglomerante:agregados de 1:5, com teor de argamassa de 50%. O traço empregado foi 1:2:3 (em massa) com relação água cimento de 0,42 e 0,60% de aditivo plastificante (Tabela 4.2). O cálculo da relação água/cimento levou em conta o teor de sólidos do aditivo (27%). A baixa relação água/cimento de 0,42, teve por objetivo simular concretos que possam ser mais resistentes quando expostos a meios agressivos, como proposto na revisão da NBR 6118 (ABNT, 2000) a qual sugere, para ambientes de agressividade muito forte, uma relação a/c menor que 0,45 e resistências a compressão aos 28 dias maiores do que 40 MPa.

Tabela 4.2 – Composição da mistura dos concretos utilizados.

Traço	Relação a/c	Aditivo plastificante (% massa do cimento)	Consumo de cimento (kg/m ³)	Abatimento (cm)
1 : 2 : 3	0,42	0,60	403	1,5

Os materiais foram misturados mecanicamente em betoneira de eixo inclinado. O adensamento foi executado em mesa vibratória. Mesmo apresentando baixo abatimento (1,5 cm),

o concreto teve a trabalhabilidade apropriada para o tipo de adensamento empregado. Para cada tipo de cimento, cinco modalidades de cura foram utilizadas, resultando em 10 séries de concreto. Para cada série cimento/cura, foi adotada uma nomenclatura, que é apresentada na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Séries de concretos produzidas

Série	Tipo de cimento	Tipo de cura
V – AR	CP V – ARI	Exposto ao ar
V – IME	CP V – ARI	Imersão em água por 7 dias
V – NOR	CP V – ARI	Imersão em água até a data de ensaio
V – TER60	CP V – ARI	Cura térmica a vapor a 60 °C
V – TER80	CP V – ARI	Cura térmica a vapor a 80 °C
III – AR	CP III – AF –32	Exposto ao ar
III – IME	CP III – AF –32	Imersão em água por 7 dias
III – NOR	CP III – AF –32	Imersão em água até a data de ensaio
III – TER1	CP III – AF –32	Cura térmica a vapor a 60 °C
III – TER2	CP III – AF –32	Cura térmica a vapor a 80 °C

4.4 – Ensaio realizados

Por meio de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20 (cm), pretendeu-se avaliar algumas propriedades mecânicas e a durabilidade, bem como observar as feições microestruturais do concreto empregado nesta pesquisa experimental. As propriedades mecânicas foram avaliadas por meio dos ensaios de resistência à compressão axial e resistência à tração por compressão diametral. Para avaliar a durabilidade, foram executados ensaios de permeabilidade ao ar, absorção capilar, carbonatação e penetração de cloretos. A microestrutura foi observada por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Para realização da pesquisa experimental foram moldados 702 corpos-de-prova, consumidos 445 kg de cimento, 0,6 m³ de agregado miúdo, 0,8 m³ de agregado graúdo e 2,8 litros de aditivo.

4.4.1 – Resistência à compressão axial

A resistência à compressão axial foi avaliada por meio de corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20 (cm), segundo procedimentos da NBR 5739 (ABNT, 1994b). Para cada série produzida, quatro amostras foram ensaiadas nas idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias. Os concretos submetidos à cura térmica e à cura normal também foram ensaiados com idade de 24 horas.

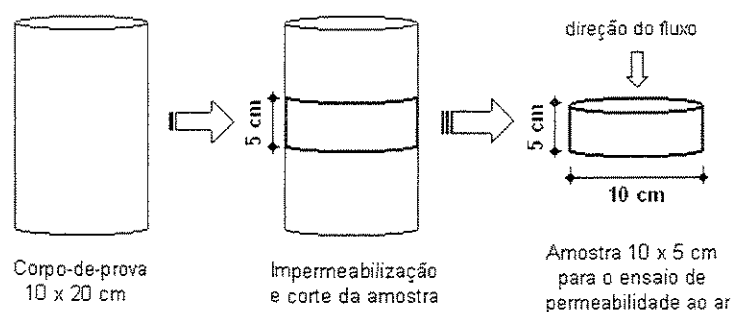
4.4.2 – Resistência à tração por compressão diametral

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram realizados em corpos-de-prova cilíndricos 10 x 20 (cm), segundo procedimentos da NBR 7222/94 (ABNT, 1994c). Para cada série, quatro amostras foram ensaiadas nas idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias. Os concretos submetidos à cura térmica também foram ensaiados com idade de 24 horas.

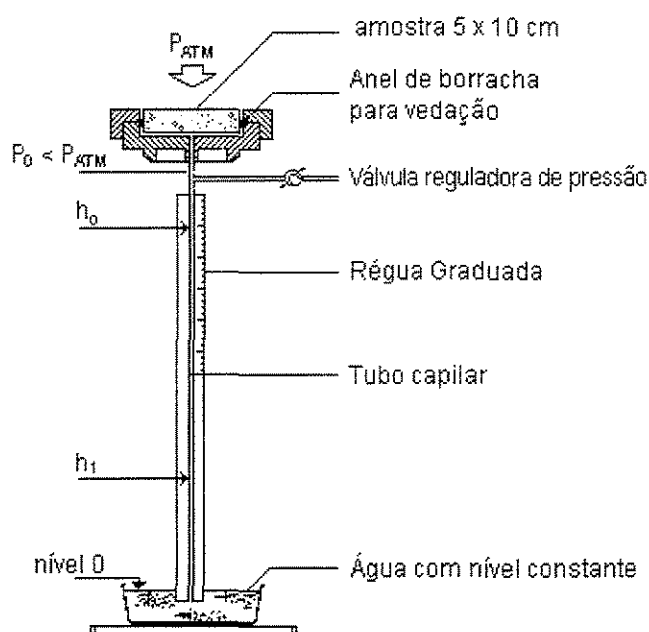
4.4.3 – Permeabilidade ao ar

Para ensaios de permeabilidade ao ar foram moldados corpos-de-prova cilíndricos de 10 x 20 (cm). Após o procedimento de cura, as amostras permaneciam em ambiente de laboratório (temperatura média de 24 °C e umidade relativa média de 65%) até a data de ensaio. Antes de proceder ao experimento, as amostras foram levadas à estufa a 50 °C por 24 h. Após este período as amostras tinham suas faces laterais impermeabilizadas, para que o fluxo do ar através da amostra se fizesse em uma única direção. Uma parte central de 5,0 cm de altura era retirada do corpo-de-prova por meio de uma serra policorte (Figura 4.3a). Esse procedimento visou diminuir a influência de diferentes porosidades encontradas próximo à superfície da amostra. Para realização do ensaio, foi usado um permeâmetro montado no Laboratório de Estruturas e Construção Civil da Faculdade de Engenharia Civil da Unicamp – LECC-FEC, baseado no modelo desenvolvido por Métrot (Métrot, 1947, citado por YSSORCHE; BIGAS & OLLIVIER, 1995). Um esquema do permeâmetro utilizado na pesquisa, bem como o esquema de preparação da amostra para o ensaio de permeabilidade está apresentado na Figura 4.3. Em

ensaios de permeabilidade sob pressão, a água é usada como o fluido que passa através da amostra na execução do ensaio. Porém, em condições atmosféricas, é necessário um tempo considerável para que a água percole através da amostra de concreto. Uma infeliz consequência do longo tempo requerido para atingir que o fluxo atravessasse a amostra, é a influência da água na hidratação dos compostos, inviabilidade estudar o efeito da idade, ou do grau de hidratação na permeabilidade. Com o permeâmetro utilizado nessa pesquisa, o fluido que atravessa a amostra é o ar, possibilitando que o ensaio seja feito sob pressão atmosférica, e em tempo relativamente curto.



(a)



(b)

Figura 4.3 – (a) Esquema de preparação da amostra e (b) Aparelho de permeabilidade ao ar (YSSORCHE; BIGAS & OLLIVIER, 1995).

Para calcular o valor do coeficiente de permeabilidade, utilizou-se a teoria simplificada apresentada por Mètrot (MÉTROT, 1947, citado por YSSORCHE; BIGAS & OLLIVIER, 1995). A Lei de Darcy é aplicada na espessura total da amostra, da seguinte forma:

$$Q = \frac{-k.A}{\mu} \cdot \frac{dP}{dz} \quad \text{Equação 4.1}$$

A simplificação da teoria negligencia alguns aspectos da Lei de transporte de fluidos, como a compressibilidade do ar submetido a diferentes pressões na face lateral da amostra, assim:

$$Q = \frac{-k.A.(h/l)}{\mu.\rho_1.g.} \quad \text{Equação 4.2.}$$

$$Q = s. \frac{dh}{dt} \quad \text{Equação 4.3.}$$

então:

$$s. \frac{dh}{dt} = \frac{-k.A.(h/l)}{\mu.\rho_1.g.} \quad \text{Equação 4.4}$$

Ao medir o escoamento do líquido manométrico entre os pontos h_0 e h_1 , deduz-se a permeabilidade do material por:

$$k = \frac{\mu.s.l}{\rho.g.A.t.} \cdot \ln(h_0/h_1) \quad \text{Equação 4.5}$$

onde:

- k permeabilidade ao ar (m^2);
- μ viscosidade do ar na temperatura ambiente (Pa.s)
- s seção do tubo capilar (mm^2)
- l altura (dimensão) do corpo-de-prova (m)
- ρ massa específica da água na temperatura ambiente (kg/m^3)
- g aceleração da gravidade (m/s^2)
- A seção do corpo-de-prova (mm^2)

- t tempo para que o líquido manométrico percole de h_0 à h_1 (s)
 h_0 altura inicial do nível da água (m);
 h_1 altura final do nível da água (m), em um tempo t

Dependendo da dimensão da amostra, grau de hidratação e da qualidade do concreto (porosidade), a amostra pode levar um grande tempo para atingir o equilíbrio do fluxo. Neste método é importante aguardar um tempo mínimo de estabilização do fluxo. Medidas de permeabilidade antes da estabilização do fluxo pode conduzir a julgamentos errôneos (BANTHIA & MINDESS, 1989). No caso de permeabilidade ao ar, no início do ensaio o ar está sob pressão atmosférica e só após um período de estabilização, o gradiente de pressão torna-se constante. O tempo de estabilização varia de acordo com a relação $\ln(h_0/h_1)$, que é um coeficiente derivado da relação dh/dt , na equação 4.4. Na Figura 4.4 são apresentadas curvas $f(t) = \ln(h_0/h_1)$ em função do tempo de estabilização (YSSORCHE; BIGAS & OLLIVIER, 1995). Percebe-se que para uma relação $\ln(h_0/h_1) < 0,45$, o escoamento se encontra em uma fase transitória, ainda não estabilizado. Acima deste valor, o escoamento se encontra estável. Na execução do experimento, adotou-se uma relação $\ln(h_0/h_1) = 1,0$.

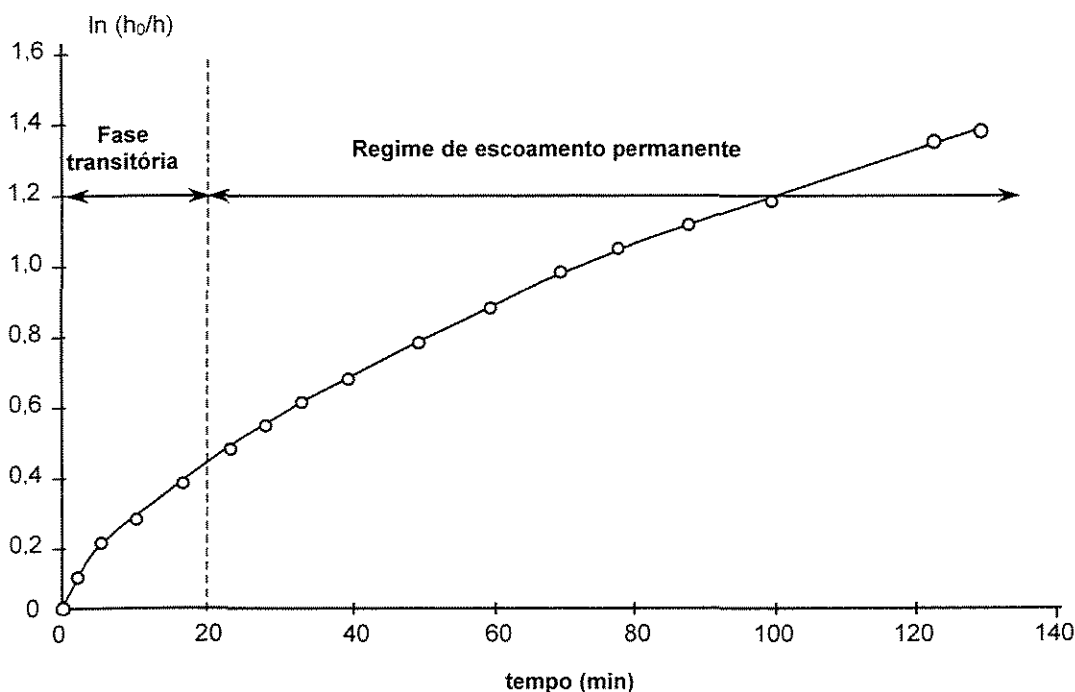


Figura 4.4 – Relações $\ln(h_0/h_1)$ em função do tempo de estabilização do fluxo (YSSORCHE; BIGAS & OLLIVIER, 1995).

As amostras foram ensaiadas aos 28, 90 e 180 dias e para cada data de ensaio foram moldados 4 corpos-de-prova.

4.4.4 – Absorção capilar

Nos ensaios de absorção capilar, após o procedimento de cura, as amostras permaneceram em ambiente de laboratório (temperatura média de 24 °C e umidade relativa média de 65%) até a data do ensaio. Antes de proceder ao experimento, as amostras foram levadas à estufa a 50 °C por 24 h. Sua face lateral foi impermeabilizada com resina acrílica para que o fluxo da água se procedesse apenas no sentido axial. Após completar a impermeabilização, as amostras foram pesadas. Na execução do ensaio, os corpos-de-prova foram colocados em um recipiente com nível de água constante a 1,0 cm da face inferior da amostra, obedecendo ao sentido de moldagem. A Figura 4.5 mostra o esquema adotado para o ensaio de absorção capilar.

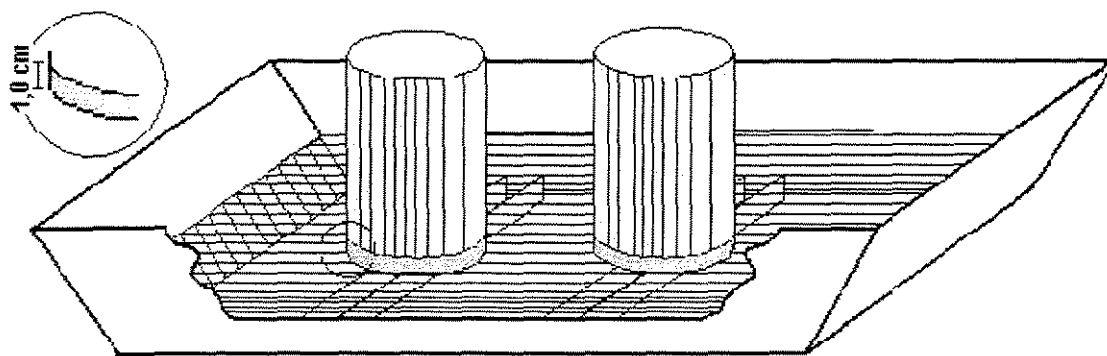


Figura 4.5 – Representação esquemática do ensaio de absorção capilar

A absorção de água é medida por meio da variação da massa da amostra, com pesagens consecutivas do corpo-de-prova após 5, 10, 15 e 30 min, 1, 2, 4, 6, 8 e 24 h de imersão. Após essa última medida, as amostras são rompidas à tração por compressão diametral, e verificada a ascensão capilar no interior da amostra. O método prescrito pela NBR 9779 (ABNT, 1995) indica que as amostras devem ser pesadas com 3, 6, 24, 48 e 72 horas, e a ruptura das amostras deve ocorrer após 72 horas de absorção. Segundo observado na literatura (YSSORCHE;

BIGAS & OLLIVIER, 1995 e BALAYSSAC, 1992), quando se trata de concretos há uma maior preocupação com a absorção que ocorre entre 1 e 24 h. Os ensaios realizados seguiram esses procedimentos, sendo esse o motivo pelo qual não se adotou a metodologia descrita pela norma brasileira.

Obtidos os valores de variação de massa e da profundidade de penetração da água na amostra, procedeu-se o cálculo do valor da sorção em 24 h, e da absorção inicial em 1 h, de acordo com as equações 4.1 e 4.2 (HALL, 1989).

Cálculo da sorção:

$$S = \frac{z}{\sqrt{t}} \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

S sorção ($\text{m.s}^{-1/2}$) = ($\text{mm/min}^{1/2} = 1,291 \times 10^{-4} \text{ m/s}^{1/2}$);

z altura de penetração da água (mm);

t tempo do ensaio (min).

Cálculo da absorção inicial:

$$k_{abs} = \frac{(W_t - W_0)}{A \cdot \gamma_{ag} \cdot \sqrt{t}} \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde:

k_{abs} coeficiente de absorção ($\text{kg/m}^2 \cdot \text{s}^{-1/2}$);

W_0 massa inicial da amostra (kg);

W_t massa final da amostra no tempo t (kg);

A área transversal do corpo-de-prova (m^2);

γ_{ag} massa específica da água (kg/m^3);

t tempo do ensaio (min).

As amostras foram ensaiadas aos 28, 90 e 180 dias. A norma NBR 9779 (ABNT 1995) sugere que o ensaio seja feito com no mínimo 3 amostras. Neste experimento, para cada data de ensaio foram moldados 4 corpos-de-prova.

4.4.5 – Carbonatação natural

Neste ensaio, após o procedimento de cura, as amostras cilíndricas de 10 x 20 cm permaneceram em ambiente de laboratório (temperatura média de 24 °C e umidade relativa média de 65%) até a data de ensaio, quando então foram rompidas à tração por compressão diametral. A medida da profundidade de carbonatação foi realizada com auxílio de solução indicadora ácido-base de fenolftaleína. A solução foi preparada usando 1,0 g de fenolftaleína em uma solução 100% de etanol. Em contato com esta solução, a região carbonatada, que têm pH inferior a 8,4 – 9,8, permanece com sua cor natural, enquanto a região que mantém o pH alcalino do concreto apresenta coloração carmim. Para o ensaio, marcas aleatórias foram feitas em toda área lateral da amostra de forma que na superfície de ruptura houvesse cinco pontos de medida (Figura 4.6). Para cada série, quatro amostras foram ensaiadas nas idades de 28, 90 e 180 dias, e o resultados apresentados são a média das quarenta determinações.

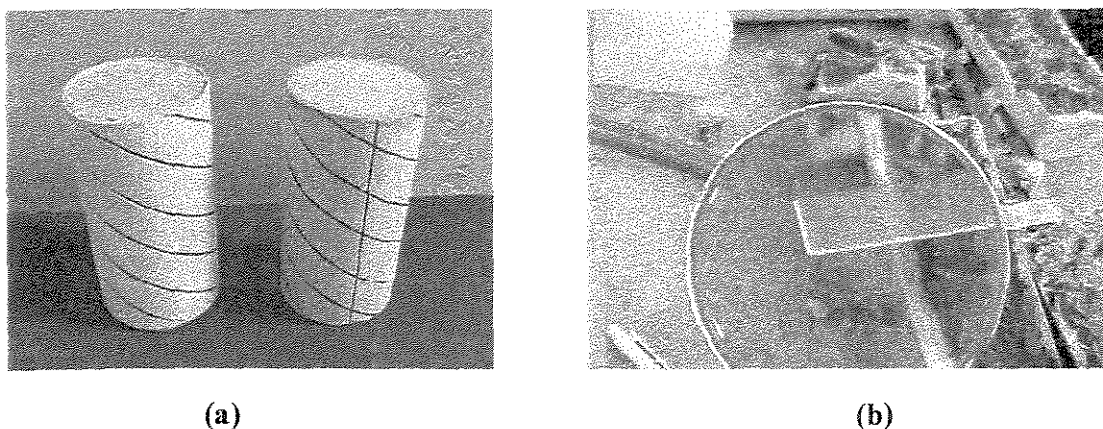


Figura 4.6 – Ensaio de carbonatação:
(a) demarcação aleatória; (b) medida da profundidade de carbonatação.

4.4.6 – Carbonatação acelerada

Este ensaio segue os mesmos procedimentos adotados para a carbonatação natural. Ocorre que, para a condição acelerada, as amostras foram submetidas a uma atmosfera de CO_2 diferente do ambiente natural. Para tanto, foi utilizada uma câmara para simular ambientes

agressivos de CO_2 . O equipamento construído no Laboratório de Estruturas e Construção Civil da Unicamp está apresentado na Figura 4.7. A câmara possui paredes confeccionadas com placas de acrílico, com dimensões de 1,22 m x 0,81 m x 0,81 m (capacidade de 800 litros). O gás carbônico era injetado através de uma válvula, num fluxo de 10 litros por minuto, por um período de 2 horas. As amostras eram colocadas e retiradas da câmara através de janelas de acesso. A câmara não possui dispositivo de controle de temperatura e de teor de CO_2 . O controle de umidade interna foi feito através de sílica gel e todo o processo foi monitorado por termo-higrômetro. A umidade interna variou entre 60% e 75%.

Para o ensaio de carbonatação acelerada, após o procedimento de cura, as amostras eram mantidas em ambiente de laboratório (temperatura média de 24 °C e umidade relativa média de 65%) até 90 dias de idade. Decorridos esses 90 dias, seis corpos-de-prova foram levados à câmara de carbonatação, e a medida da profundidade de carbonatação foi realizada após 7 e 28 dias de exposição à câmara de carbonatação. Em cada data, 3 amostras foram ensaiadas, e tomadas cinco medidas em cada face lateral. O resultado apresentado refere-se à média de trinta determinações.

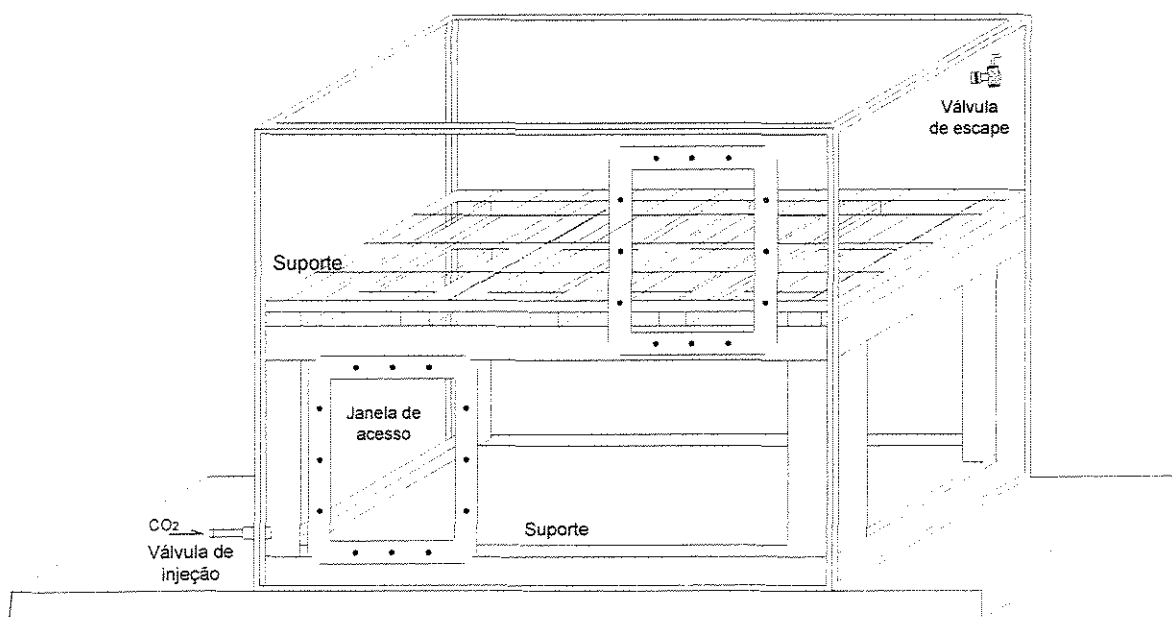


Figura 4.7 – Esquema da câmara para ensaio de carbonatação acelerada.

4.4.7 – Penetração de cloretos

O objetivo deste ensaio foi observar a profundidade de penetração dos íons cloreto no concreto, abstendo-se de fazer medidas quantitativas de íons cloreto presentes na solução porosa do concreto.

Os corpos-de-prova utilizados no ensaio de penetração de cloretos, após o procedimento de cura, foram mantidos em ambiente de laboratório (temperatura média de 24 °C e umidade relativa média de 65%) até 90 dias de idade. A partir desta idade, o ensaio foi dividido em duas etapas.

Na primeira etapa, as amostras foram imersas parcialmente em uma solução padrão de NaCl em oito ciclos de imersão, conforme MARTINS (2001). Para este ensaio, o nível de concentração da solução varia em função do grau de ataque que se deseja proporcionar. Nesta pesquisa foi utilizada uma solução de 5% de NaCl. Em geral, soluções de NaCl em concentrações de 2% a 10% têm sido usadas para avaliar o ataque por cloretos no concreto (MIDGLEY & ILLSTON, 1984; ARSLAN, 2001; HOOTON; GEIKER & BENTZ, 2002).

Depois de completados oito ciclos, iniciou-se a segunda etapa, na qual as amostras foram rompidas diametralmente, e fez-se a aspersão de solução indicadora na superfície exposta. Utilizou-se uma solução AgNO_3 (nitrato de prata) a 0,1 normal. O nitrato de prata, em contato com íons cloreto livres, reage formando o cloreto de prata, um precipitado de cor branca, que torna possível a observação visual da penetração de íons cloreto livres. A seguir são detalhadas essas etapas.

4.4.7.1 – Primeira etapa: imersão em solução de NaCl

Após o procedimento de cura, as amostras eram mantidas em ambiente de laboratório (temperatura média de 24 °C e umidade relativa média de 65%) até 90 dias de idade. Decorridos esses 90 dias, os corpos-de-prova cilíndricos de 10 x 20 cm, foram levados à estufa a 50 °C por

24 h. Sua face lateral foi impermeabilizada e, então as amostras foram submetidas a ciclos imersão/secagem em uma solução de NaCl a 5%. O processo de imersão é semelhante ao que é feito no ensaio de absorção capilar, no qual as amostras ficam imersas parcialmente, com a solução atingindo 1,0 cm da face inferior do corpo-de-prova. Essa etapa teve a duração de 48 h. Após esse período de imersão, as amostras foram levadas à estufa a 50 °C por 24 h, e depois mantidas em ambiente de laboratório (média da temperatura de 24 °C e umidade relativa de cerca de 65%) por 4 dias. Esse ciclo de imersão/secagem tinha duração de oito dias e foi repetido oito vezes (oito ciclos). Para cada série de concreto, foram produzidos 4 corpos-de-prova. O ciclo de imersão/secagem está representado na Figura 4.8.

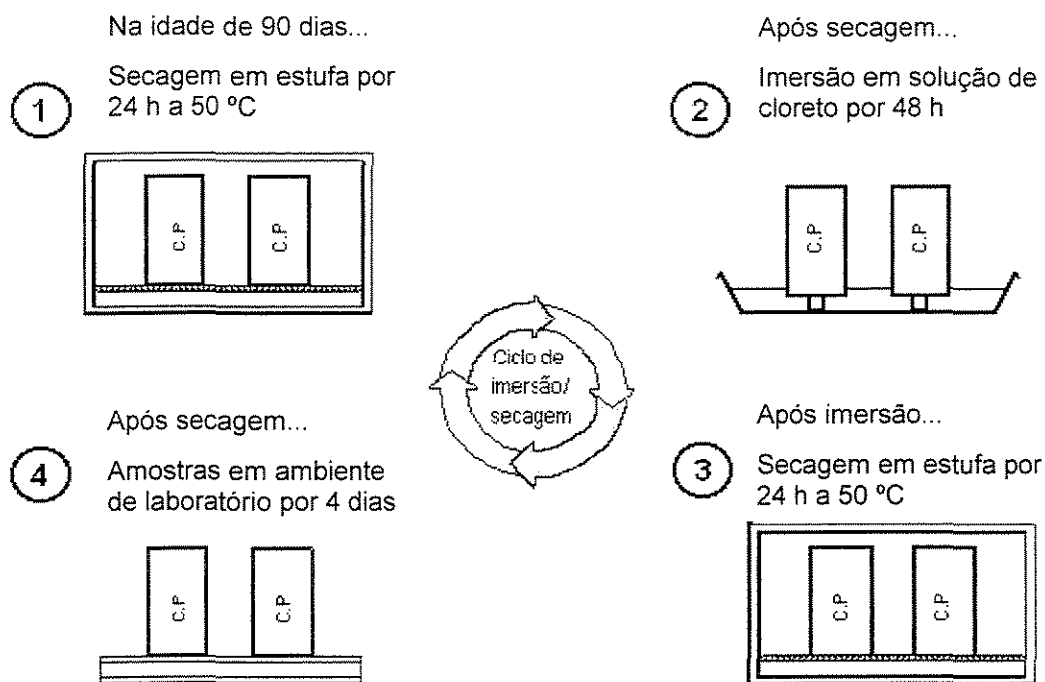


Figura 4.8 – Ciclo de imersão/secagem em solução de cloretos.

4.4.7.2 – Segunda etapa: profundidade de penetração dos íons cloreto

Completados os oito ciclos, foi feita a aspersão da solução 0,1 N de nitrato de prata para determinar a profundidade de penetração dos íons cloreto livres. Sob esta solução, forma-se

um precipitado branco quando há presença de íons cloreto livres nessas amostras. O precipitado branco é o cloreto de prata (AgCl), formado em função da reação do íon cloreto com o íon prata da solução. Onde não há presença de íon cloreto livre, a amostra adquire a cor marrom. Assim, pode-se fazer então uma medida qualitativa da presença de íons cloreto livre, pela medida da profundidade de penetração indicada pela solução colorimétrica.

A solução de nitrato de prata pode detectar a presença de íons cloreto em concentração acima de 60 ppm (partes por milhão). Com base nestas informações, pequenas partes da amostra foram retiradas e levadas ao microscópio eletrônico de varredura para observação da presença de cloretos livres e quimicamente ligados (formação do sal de Friedel).

4.4.8 – Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) foi utilizada como ferramenta auxiliar para acompanhar a formação dos produtos hidratados nos concretos produzidos com os tipos de cimento e procedimentos de cura variáveis. Procurou-se observar também a formação de compostos devido ao ataque de CO_2 e de íons cloreto. Quando submetidos aos ensaios de carbonatação, procurou-se observar a presença de hidróxido de cálcio (principal composto responsável por manter a alcalinidade do concreto) e a morfologia da pasta pela formação de carbonato de cálcio (produto da reação de carbonatação e responsável, em alguns casos, pela colmatação dos poros). Em relação ao ensaio de penetração de cloretos, observa-se a presença de íons cloreto livres (agente potencialmente responsável pela corrosão) e cloretos quimicamente combinados, formando o sal de Friedel.

As amostras foram preparadas para observação de imagens formadas por elétrons secundários – SE (amostras fraturadas). A preparação da amostra para este tipo de observação é simples: uma pequena amostra é retirada de locais estratégicos do corpo-de-prova, de acordo com o que se pretende observar (Figura 4.9).

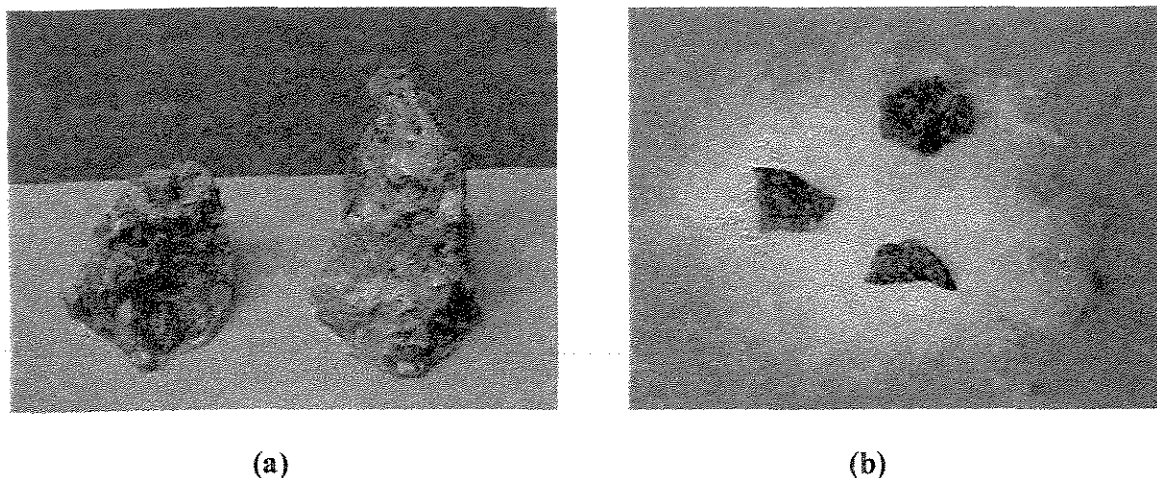


Figura 4.9 – Método de preparação de amostras fraturadas
(a) Corpo-de-prova fraturado (b) Amostras retiradas do corpo-de-prova fraturado.

Após a coleta feita a metalização da amostra. A metalização consiste em cobrir a amostra com uma camada de material condutor de elétrons (geralmente ouro). A metalização foi feita em um aparelho denominado *Sputter*. No processo, a amostra é coberta por uma fina película de ouro. A espessura do cobrimento varia de acordo com o tipo de amostra; o tempo de exposição da amostra e a corrente utilizada para o cobrimento são selecionados no aparelho. Neste ensaio, a amostra foi coberta com uma película de 16 nanômetros, que equivale ao tempo de exposição de 60 segundos e uma corrente de 40 mA. Esse cuidado foi necessário para evitar o efeito de carregamento, que impede a obtenção de imagens satisfatórias durante a análise. Ainda antes da observação, em amostras não condutoras (caso de pastas, argamassas e concretos), é necessário que haja o contato entre a superfície metalizada e o porta-amostra, o qual é feito mediante a fixação de uma pequena fita de carbono (em alguns casos também se utiliza prata). A Figura 4.10 apresenta o equipamento (*Sputter*) onde se fez o processo de metalização das amostras.

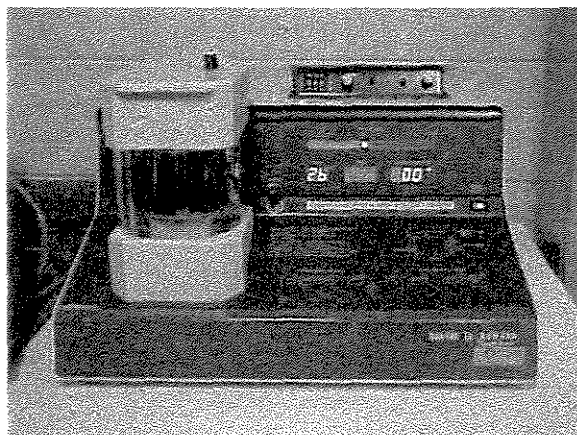


Figura 4.10 – Aparelho para aplicação de filme metálico em amostras – Sputter.

Após a metalização, as amostras foram levadas ao microscópio para observação das imagens. Um detector de raios-X (chamado E.D.S – *Energy Dispersive Spectroscopy*) conectado ao aparelho auxilia na identificação química dos compostos. Quando o E.D.S é usado em conjunto com o microscópio, esse processo de investigação microscópica é denominado de microanálise. Os ensaios de microscopia foram realizados no Laboratório de Microscopia Eletrônica – LME, do Laboratório Nacional de Luz Síncrotron – LNSL, em Campinas, em um Microscópio Eletrônico de Varredura JEOL JSM-5900LV (Figura 4.11).

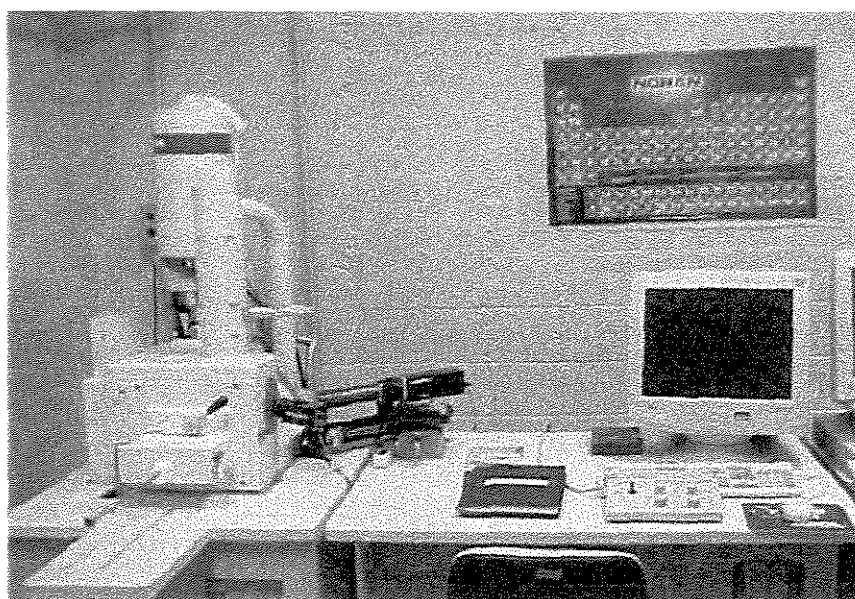


Figura 4.11 – Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV JEOL 5900 LV).

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa experimental. Os resultados dos ensaios de resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral, absorção capilar, permeabilidade ao ar, carbonatação natural e acelerada, e penetração de cloretos serão analisados e discutidos.

Todos os ensaios foram analisados por estatística descritiva, e os valores máximos e mínimos foram obtidos de forma que os resultados se apresentassem em um intervalo de confiança de 95%, com um desvio padrão de, no máximo, 10%.

É relevante comentar que os concretos, por serem produzidos a partir de cimentos diferentes, apresentam comportamentos diferenciados em relação às suas propriedades mecânicas e à durabilidade. Então, não se fez uma análise comparativa e quantitativa direta entre um e outro tipo de concreto. Os resultados apresentados consideram o efeito dos procedimentos de cura nas propriedades mecânicas e na durabilidade, analisadas individualmente em cada concreto.

Os resultados dos ensaios de propriedades mecânicas e durabilidade serão apresentados separadamente para os concretos produzidos com cimento Portland CP V-ARI, e cimento Portland CP III. Em seguida, será apresentada uma análise conjunta das propriedades físicas (absorção, permeabilidade, carbonatação e penetração de cloretos) com objetivo de fazer uma análise qualitativa da influência entre uma propriedade e outra.

5.1 – Resultados obtidos para o concreto produzido com CP V-ARI.

5.1.1 – Resistência à compressão axial

A avaliação da resistência à compressão axial foi feita de acordo com a metodologia descrita no capítulo 4, item 4.4.1.

O resultado de resistência à compressão axial para o concreto de cimento ARI está representado graficamente na Figura 5.1. Para o concreto feito com esse tipo de cimento, com exceção das primeiras 24 h, os valores de resistência dos concretos curados em água (cura normal e cura por imersão durante 7 dias), foram superiores aos demais regimes de cura: cura ao ar e cura térmica.

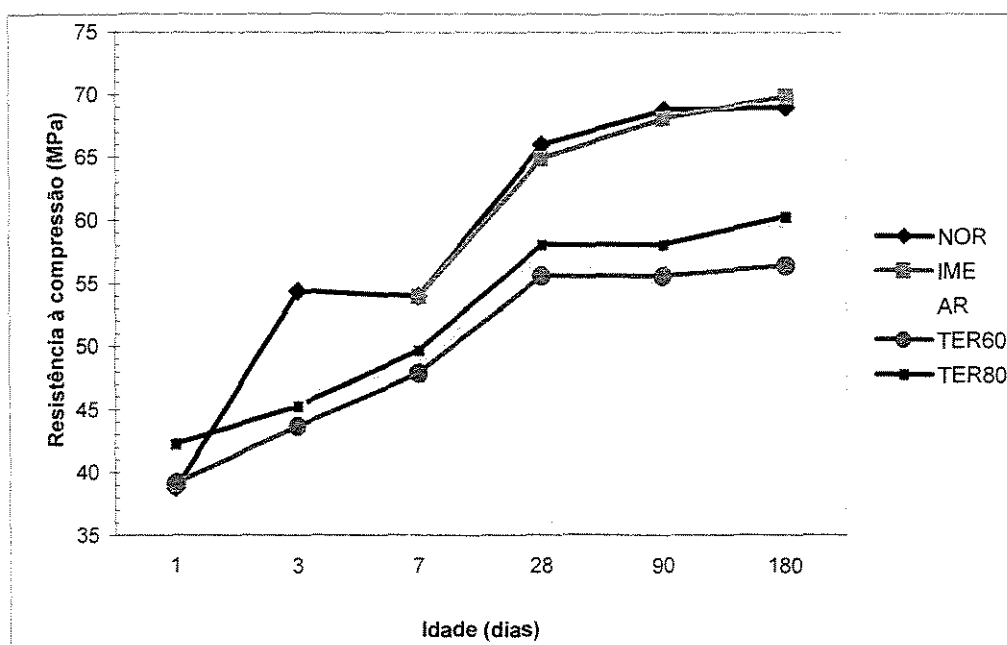


Figura 5.1 – Resistência à compressão axial – concreto com CP V-ARI.

No concreto feito com o CP V-ARI, em todos os regimes de cura, houve um ganho expressivo de resistência nos primeiros 3 dias, atingindo até essa idade, cerca de 77% da resistência final obtida aos 180 dias. Aos 28 dias a resistência obteve, em média, 95% da resistência final.

A resistência à compressão dos concretos com cimento ARI, submetidos à cura por imersão até sete dias, atingiu resultados à compressão axial semelhantes à cura normal, demonstrando que, para este tipo de cimento, a cura em água apenas nos primeiros 7 dias foi suficiente para garantir resultados de resistência satisfatórios, compatíveis com a cura em água até a data do ensaio (cura normal).

A elevada resistência inicial obtida nos concretos com CP V-ARI é explicada pela grande quantidade de clínquer na composição desse cimento e por sua elevada finura (Apêndice I). As reações ocorrem de maneira muito mais rápida em comparação a outros tipos de cimento, e o desenvolvimento de resistência inicial ocorre em pouco tempo, sendo equivalente à resistência obtida em idades mais avançadas.

Os demais métodos de cura: cura ao ar, térmica a 60 °C e térmica a 80 °C, para o concreto com cimento ARI, mostraram-se menos eficientes em termos de resistência final, atingindo em 180 dias, valores 15% menores do que nos regimes de cura em água (normal e imersão). Em relação a isso, nota-se que para o concreto com cimento ARI, a cura térmica contribui muito pouco para o desenvolvimento da resistência nas primeiras 24 horas. Os valores de resistências iniciais obtidos na cura térmica, em 24 horas foram poucos significativos em relação à cura normal, sendo 1% maior no caso da cura térmica a 60 °C e 9% maior no caso de cura térmica a 80 °C.

A elevada quantidade de clínquer presente nesse cimento é, por si só, ativadora das reações de hidratação. Então, o uso da cura térmica não tem contribuição para acelerar as reações de hidratação e elevar a resistência nas idades iniciais.

A Figura 5.2 apresenta os resultados de resistência à compressão dos concretos com CP V-ARI curados termicamente e os curados em água (cura normal). Nas duas temperaturas de cura térmica, 60 °C e 80 °C, observou-se uma diferença pouco significativa nos resultados de resistência à compressão.

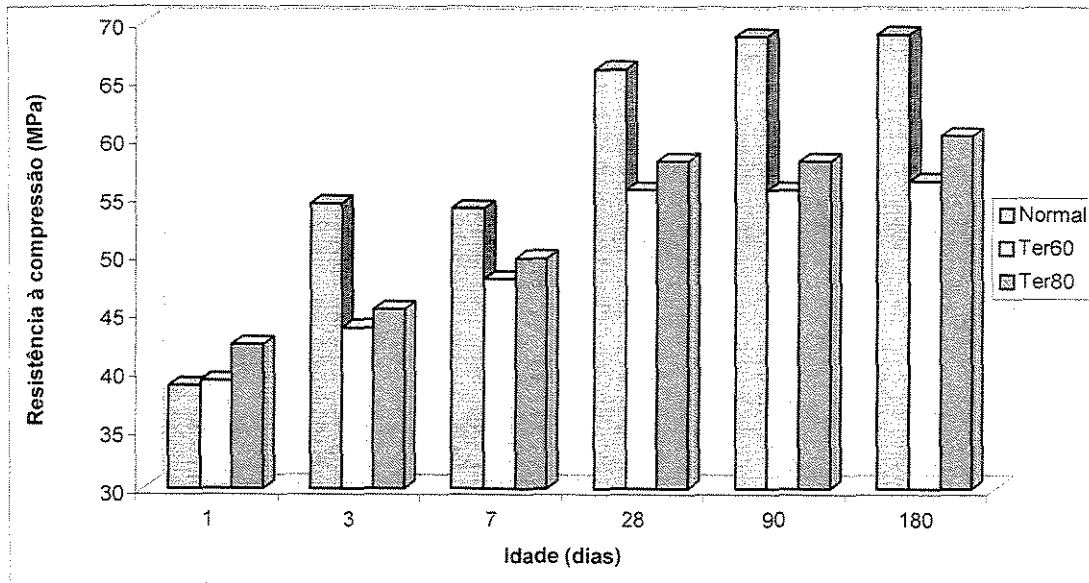


Figura 5.2 – Resultado de resistência à compressão dos concretos de CP V-ARI cura térmica e cura normal.

Observa-se que a temperatura de cura, que tem como objetivo acelerar as reações de hidratação do cimento, não se mostrou eficaz nos concretos com cimento ARI, pois a resistência à compressão obtida em 24 h com a cura normal foi praticamente a mesma obtida com a cura térmica. Neste sentido, torna-se desnecessária a aplicação da cura térmica para este tipo de cimento para temperaturas da ordem de 60 °C.

Estes resultados que demonstram a ineficiência da cura térmica no cimento ARI corroboram com o trabalho de CAMARINI (1995), que obteve resultados semelhantes em estudos com argamassas e analisando diversos ciclos de cura térmica. TAN & GJORV (1996) ressaltam ainda que, em concreto de elevada resistência (acima de 50 MPa), a cura térmica influencia muito menos do que em concretos de resistência normal (próxima a 30 MPa).

A Figura 5.3 apresenta os resultados de resistência à compressão dos concretos produzidos com cimento ARI e submetidos à cura térmica e a cura ao ar.

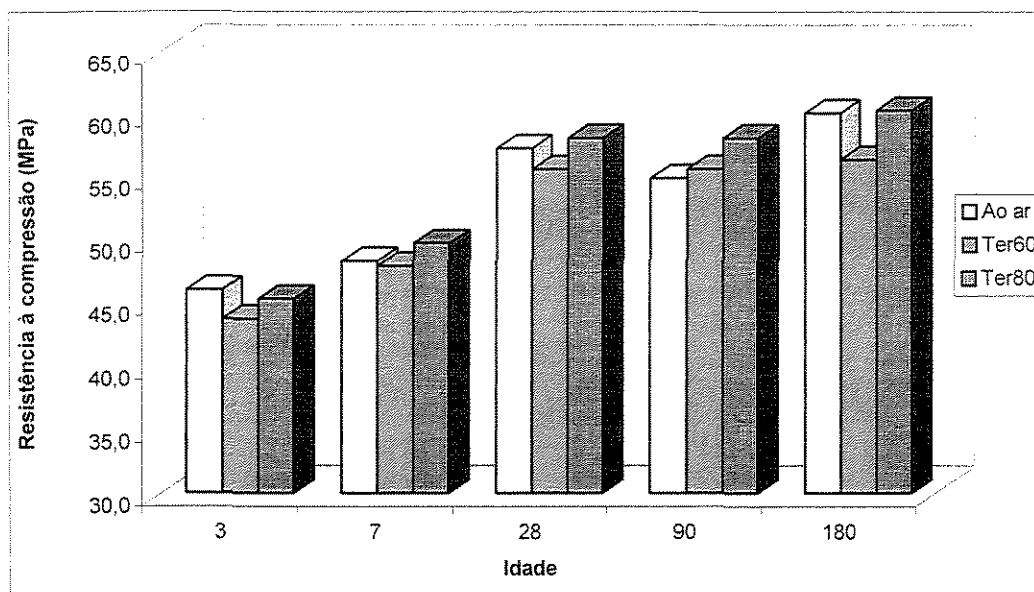


Figura 5.3 – Resultado de resistência à compressão dos concretos de CP V-ARI
Cura térmica e cura ao ar.

A resistência mecânica nos concretos produzidos com cimento ARI e submetidos à cura térmica atingiu valores similares aos concretos curados ao ar. A perda de resistência dos concretos curados termicamente, em idades mais avançadas, está relacionada com a formação de microfissuras.

A influência da perda de resistência mecânica devido ao baixo grau de hidratação foi estudada por KIM; MOON & EO (1998). Os autores atribuem a perda de resistência em decorrência da formação de microfissuras, devidas ao aumento de tensões de tração internas no concreto quando do aumento de temperatura, em um momento em que o concreto ainda não atingiu um grau de maturidade suficiente para resistir a esses esforços; aumentando, por consequência, a porosidade e diminuindo a resistência.

Em estudos com concretos curados termicamente a 80 °C, ALDEA et al. (2000) observaram que, para essa temperatura de cura, também houve queda de resistência em relação a concreto curado por imersão após 28 dias, e atribuem essa perda de resistência a uma distribuição não uniforme dos produtos de hidratação, por causa da rápida hidratação inicial dos compostos, refletindo na perda de resistência e também no aumento da porosidade.

5.1.2 – Resistência à tração por compressão diametral

Neste item foram avaliados os resultados de resistência à tração por compressão diametral dos concretos produzidos com cimento ARI e submetidos aos diferentes procedimentos de cura. A avaliação da resistência à tração por compressão diametral foi feita de acordo com a metodologia descrita no capítulo 4, item 4.4.2.

A Figura 5.4 apresenta os resultados de resistência a tração por compressão diametral dos concretos produzidos com cimento ARI.

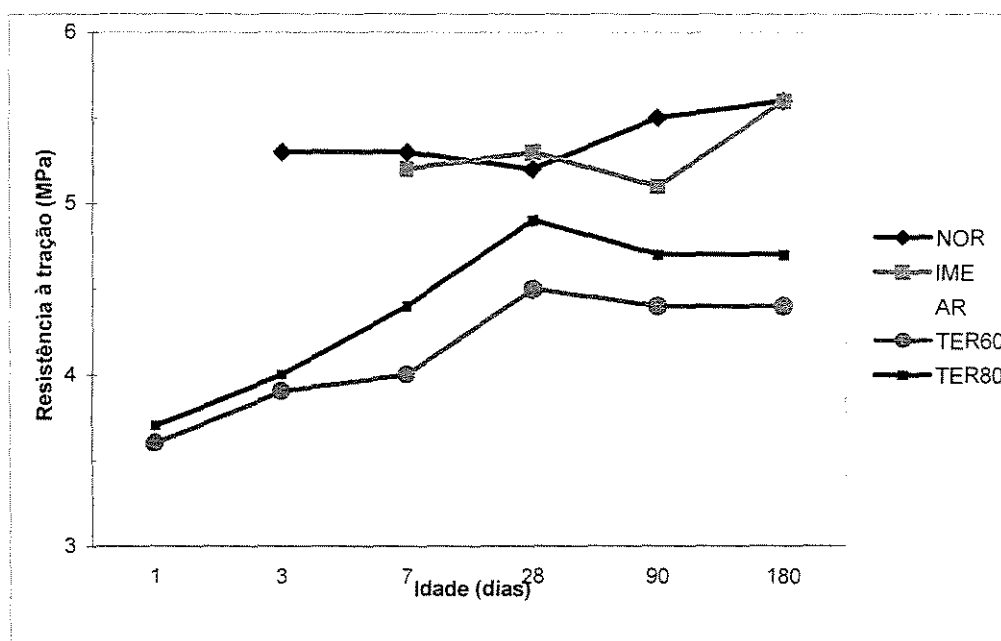


Figura 5.4 – Resultado de resistência à tração no concreto com CP V-ARI.

Nesta figura observa-se que nos concretos submetidos à cura térmica os valores de resistência em 24 h atingiram, em média, 65% da resistência alcançada em 180 dias pelos concretos curados em água. Após 3 dias, os demais métodos de cura, exceto para a cura ao ar, forneceram valores superiores aos atingidos pelo concreto curado termicamente em ambas as temperaturas de cura.

Para cura por imersão em água até 7 dias, os valores de resistência à tração foram similares aos obtidos pela cura normal.

Nos concretos curados em água os valores de resistência à tração não apresentaram crescimento de resistência significativos após 3 dias, enquanto que para os curados termicamente, houve um crescimento da resistência relevante até os 28 dias. A cura ao ar, embora tenha apresentado valores finais similares ao concreto curado termicamente a 60 °C, a curva para este tipo de cura apresentou tendência de queda da resistência após 7 dias.

O comportamento da resistência à tração foi semelhante ao encontrado para compressão. A queda nos valores de resistência obtidos aos 90 dias pode ser atribuída às variações no momento do ensaio ou moldagem.

5.1.3 – Absorção capilar

Os ensaios de absorção capilar e de determinação do coeficiente de absorção capilar foram feitos conforme item 4.44, descrito no capítulo 4 – Metodologia. O ensaio de absorção teve como objetivo avaliar qualitativamente a estrutura porosa do concreto na camada de cobrimento. Este ensaio avalia a quantidade de água que o material absorve por unidade de área (absorção capilar), a quantidade de água por unidade de área em um determinado tempo (coeficiente de absorção) e a altura de penetração da água pelos poros capilares (sorção). As amostras submetidas à cura normal (curadas em água até a data do ensaio) não foram ensaiadas. Segundo HALL (1989), quando o material está saturado, a sucção exercida pelo material é reduzida a zero, e a permeabilidade do material saturado não diz nada sobre a capilaridade. Assim, neste ensaio, avaliou-se o desempenho das amostras submetidas à cura por imersão até 7 dias, cura ao ar e cura térmica, nas idades de 28, 90 e 180 dias.

a) Absorção

No concreto feito com CP V-ARI, a absorção de água medida após 1 h apresentou crescimento significativo em todos os processos de cura até 90 dias. Após essa idade, com exceção da cura por imersão até 7 dias, que manteve a tendência de crescimento, os concretos

apresentaram queda nos valores de absorção. Em todas as idades, os menores valores foram observados para a cura por imersão em água por 7 dias, seguido pela cura térmica a 60 °C. Os piores resultados foram obtidos para os concretos curados ao ar e curados termicamente a 80 °C (Figura 5.5 e 5.6).

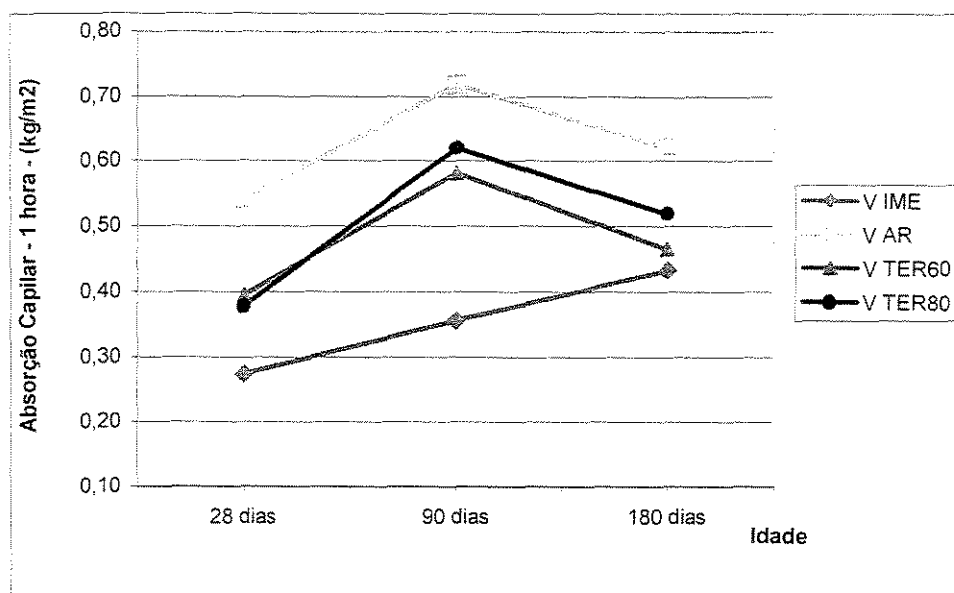


Figura 5.5 – Absorção capilar (kg/m^2) em concreto com CP V-ARI medida após 1 h.

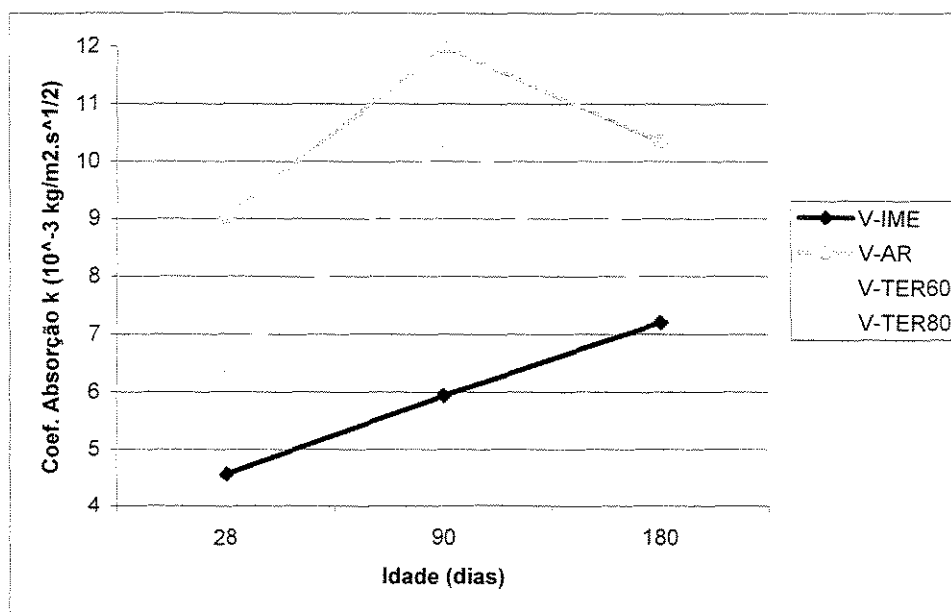


Figura 5.6 – Coeficiente de absorção capilar em concreto com CP V-ARI medido após 1 h.

A medida da absorção após 24 h apresentou os piores resultados para os concretos curados termicamente a 80 °C, principalmente após os 28 dias. Após 180 dias, houve uma tendência de crescimento da absorção em todos os concretos, exceto para os curados ao ar, que apresentaram queda no valor da absorção capilar. Os concretos curados em água apresentaram os menores valores de absorção após 24 h (Figura 5.7).

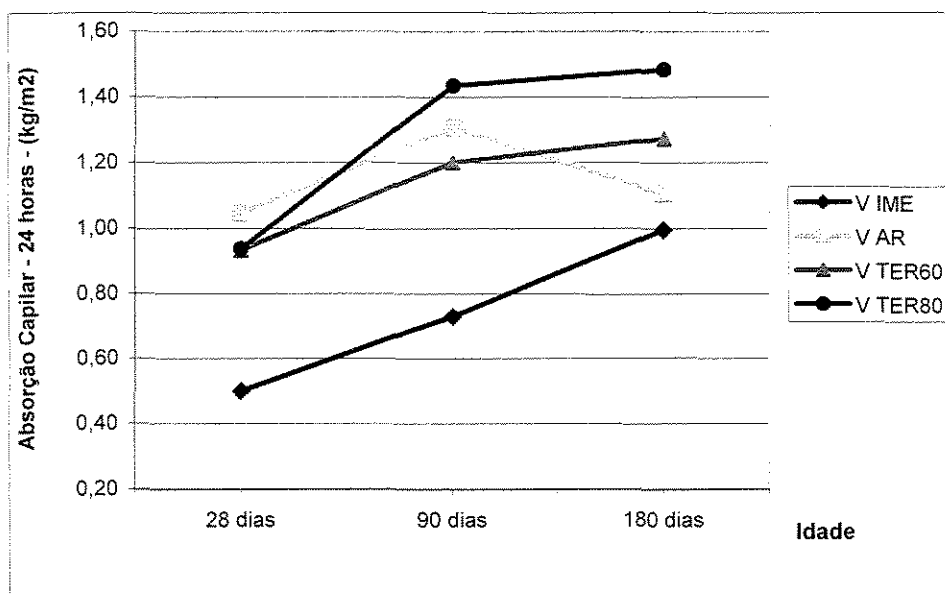


Figura 5.7 – Absorção capilar (kg/m^2) em concreto com CP V-ARI medida após 24 h.

A queda nos resultados do ensaio de absorção capilar para as amostras curadas ao ar aos 180 dias pode ser atribuída às variações no procedimento de ensaio ou da cura.

b) Sorção

Os piores resultados de ascensão capilar e, conseqüentemente, de sorção, foram obtidos para a cura ao ar e cura térmica a 80 °C. Após 180 dias, os resultados de sorção para os concretos curados termicamente tanto a 60 °C quanto a 80 °C apresentaram resultados similares. As Figuras 5.8 e 5.9 apresentam os gráficos com os resultados de ascensão capilar e de sorção para os concretos de CP V-ARI.

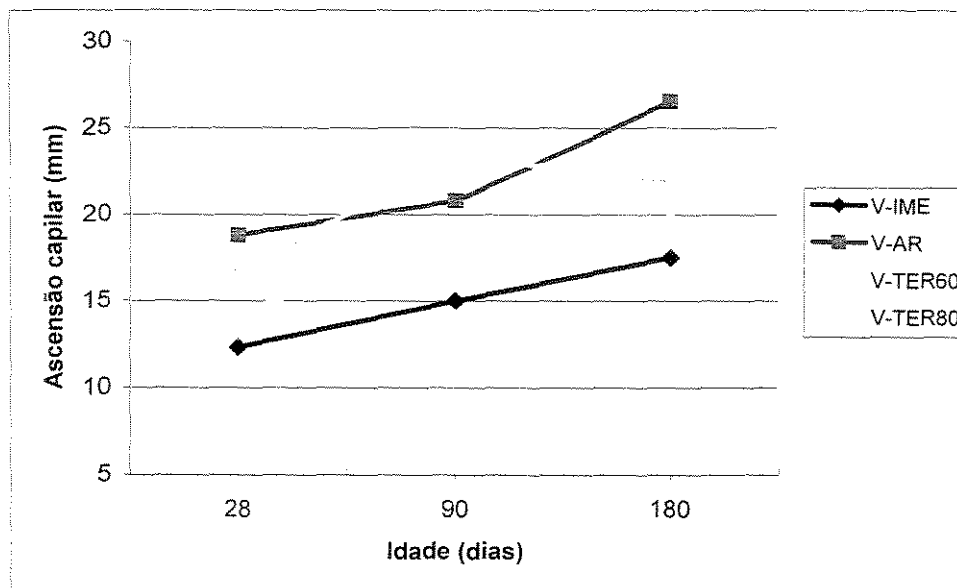


Figura 5.8 – Valores de ascensão capilar para os concretos de CP V-ARI.

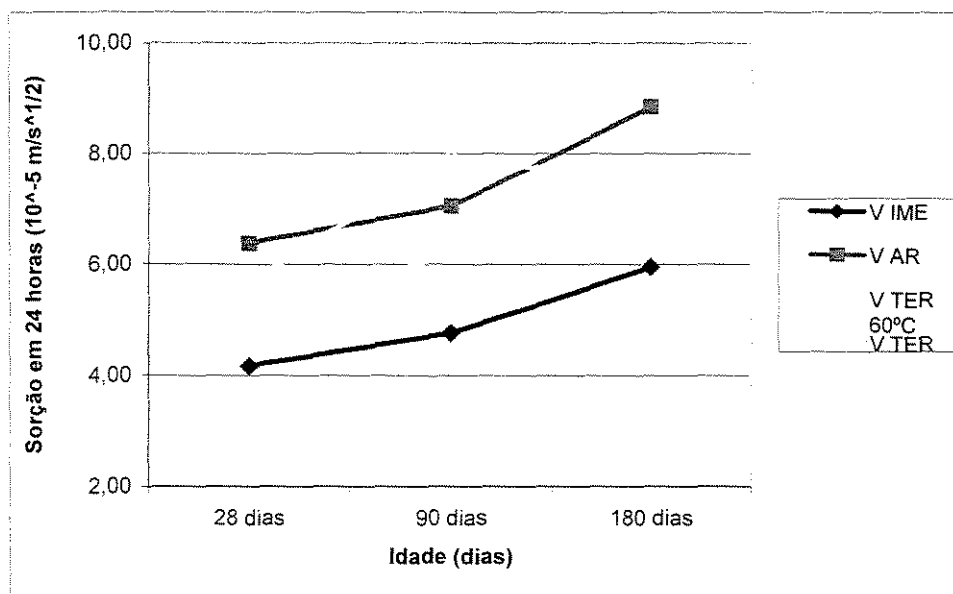


Figura 5.9 – Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI.

O movimento da água no interior do concreto não é função apenas do número de poros, mas também do diâmetro, da distribuição e da interconexão entre os poros. Observa-se que para as amostras curadas termicamente, a 60 °C e 80 °C, embora tenham atingido valores de absorção similares (quantidade de água por unidade de área), as amostras curadas termicamente a

80 °C foram mais prejudicadas em termos de sorção e ascensão capilar (altura de penetração da água). Assim, McCARTIER; EZIRIM & EMERSON (1992) relataram que um procedimento de cura que propicie uma estrutura porosa grosseira pode apresentar quantidade de água absorvida semelhante a outras amostras, embora possa apresentar maior altura de penetração de água. MARTINS (2001) também encontrou os menores valores de absorção e sorção para as amostras curadas por imersão, e tanto para as amostras curadas termicamente e por imersão, houve uma tendência de crescimento após 180 dias, seja para absorção quanto para sorção.

5.1.4 – Permeabilidade ao Ar

O ensaio de permeabilidade ao ar teve como objetivo avaliar qualitativamente a estrutura porosa interna do concreto, medindo-se o tempo no qual o fluxo de ar sob pressão atmosférica passava através da amostra. Os ensaios foram feitos usando o permeâmetro descrito no capítulo metodologia – item 4.4.3.

A Figura 5.10 apresenta os valores de permeabilidade ao ar para os concretos de CP V-ARI.

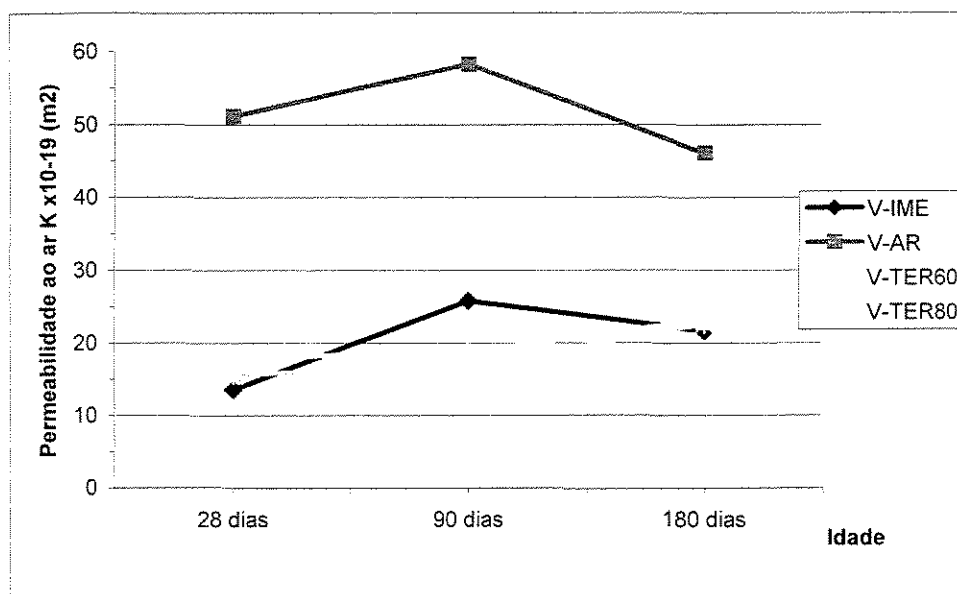


Figura 5.10 – Valores de permeabilidade ao ar para os concretos de CP V-ARI.

Desta figura observa-se que, nestes concretos, a variação da temperatura de cura não alterou significativamente os resultados, apresentando, para as duas temperaturas de cura, valores similares. A cura ao ar mostrou-se a mais prejudicial à permeabilidade.

Embora a cura térmica tenha apresentado valores de permeabilidade superiores aos da cura por imersão após 180 dias, aos 90 dias esses valores foram inferiores à cura por imersão (Figura 5.11). Esse resultado para a cura por imersão foi atípico e pode ter ocorrido por problemas de variabilidade do ensaio.

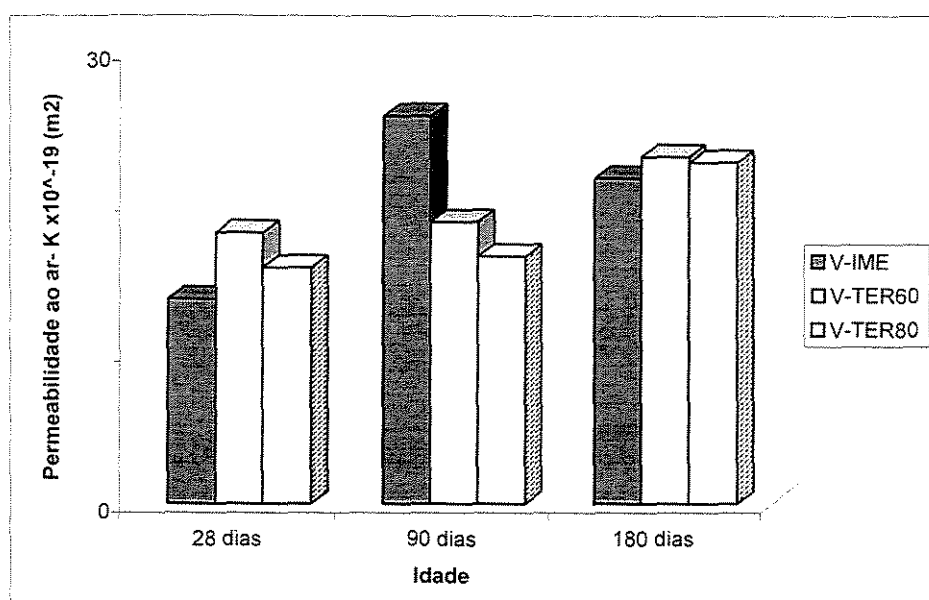


Figura 5.11 – Valores de permeabilidade ao ar para os concretos com CP V-ARI e submetidos à cura térmica.

Os menores valores de permeabilidade para as amostras curadas por imersão e os resultados mais elevados obtidos para as amostras curadas ao ar e também termicamente estão de acordo com CAMARINI (1995) e SILVA (1998), que atribuem o aumento da porosidade da pasta ao aumento da temperatura. Assim, quando o concreto é curado à temperatura ambiente e em condições de umidade satisfatória, se tem um tempo suficientemente adequado para a melhor distribuição e precipitação dos compostos hidratados através dos espaços existentes entre os grãos de cimento. Porém, quando a hidratação é acelerada pelo aumento da temperatura de cura,

há uma concentração de compostos hidratados ao redor do grão de cimento. Essa distribuição dificulta a difusão de íons e conseqüentemente o prosseguimento da hidratação, aumentando a porosidade.

5.1.5 – Carbonatação natural

Os ensaios de carbonatação foram feitos mediante a exposição das amostras de concreto em ambiente natural, e seguem a metodologia descrita no Capítulo 4, item 4.4.5.

Os valores de profundidade de carbonatação verificados pelo ensaio colorimétrico foram pouco expressivos. Isso porque os resultados foram obtidos até a idade de 180 dias. Para obter resultados mais significativos, os ensaios deveriam prosseguir em idades mais avançadas (acima de 360 dias), o que não era objetivo deste trabalho.

Os resultados com as medidas de profundidade de carbonatação das amostras de concreto feitas com CP V-ARI estão apresentados na Figura 5.12. Os maiores valores de profundidade de carbonatação natural foram observados nas amostras curadas ao ar. As amostras curadas termicamente não tiveram variações significativas entre uma temperatura de cura e outra. No entanto, cumpre-se ressaltar que os valores dos resultados de carbonatação estão apresentados em milímetros e, mesmo com todo cuidado na obtenção destes valores, a leitura é dificultada por serem valores muito baixos. Assim, embora as diferenças de valores sejam percentualmente elevadas, em termos numéricos, essa diferença é pouco significativa.

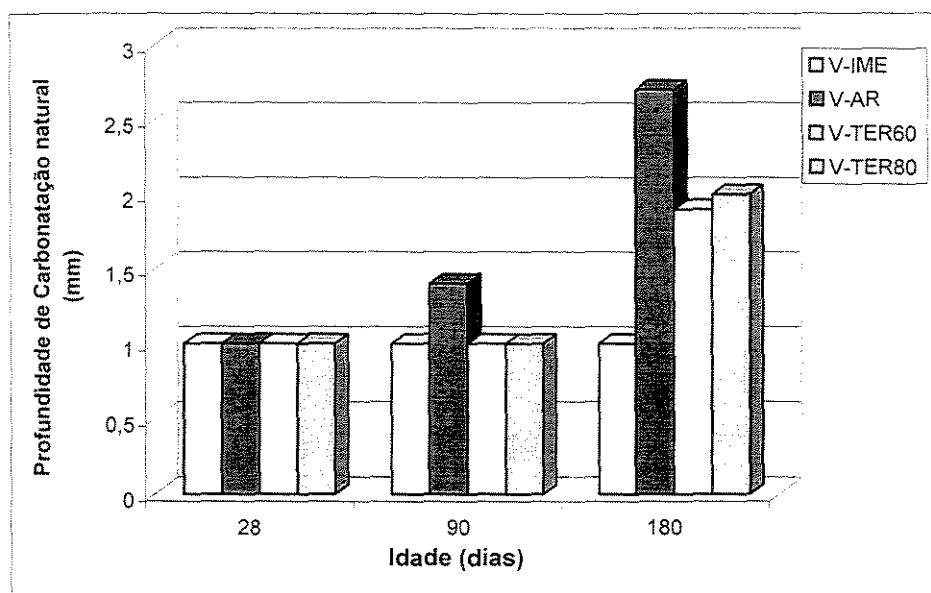


Figura 5.12 – Medidas de profundidade de carbonatação do concreto com CP V-ARI

5.1.6 – Carbonatação acelerada

No ensaio de carbonatação acelerada, as amostras foram ensaiadas em duas idades a contar da exposição à câmara de carbonatação: 7 dias e 28 dias, conforme item 4.4.6 do Capítulo 4 – Metodologia.

A Figura 5.13 mostra os resultados de profundidade de carbonatação acelerada encontrados para os concretos de CP V-ARI.

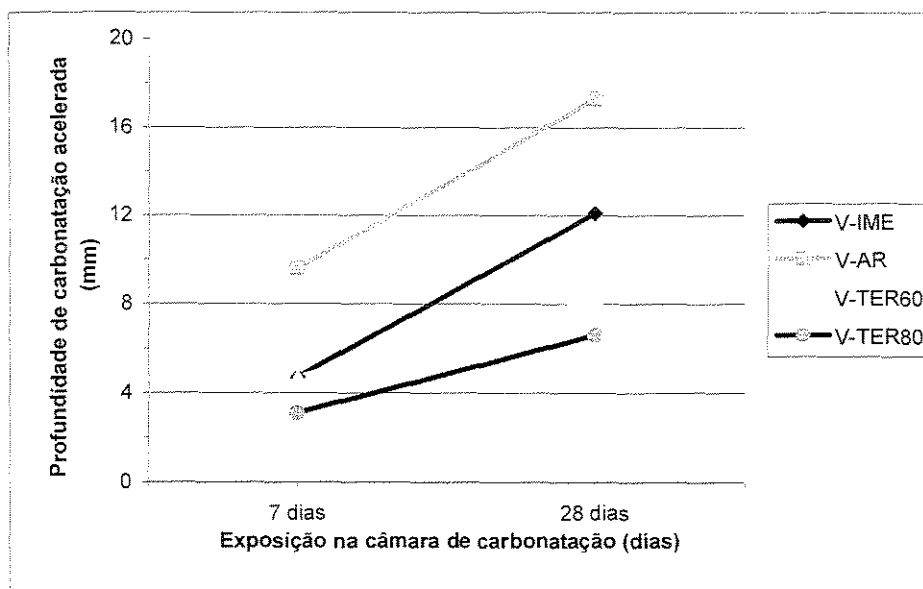


Figura 5.13 – Profundidade de carbonatação acelerada nos concretos de CP V-ARI.

Os menores valores de profundidade de carbonatação foram obtidos para os concretos curados termicamente. Após 28 dias, a cura por imersão apresentou valores de profundidade de carbonatação 48% superiores à cura térmica a 60 °C e 83% superiores à cura térmica a 80 °C.

A susceptibilidade do concreto em carbonatar é dependente de um conjunto de fatores químicos e físicos, que interagem para que ocorra a carbonatação. Mesmo havendo uma alteração física na porosidade do concreto quando é usada a cura térmica, a redução da carbonatação verificada para esse tipo de cura pode ter sido influenciada por fatores químicos, diretamente ligados à quantidade de água do poro. O nível de umidade no poro é determinante para ocorrer a carbonatação. Assim, nas amostras curadas termicamente, a faixa de umidade interna no poro necessária para que a carbonatação ocorra (ver capítulo 3, página 30) é alterada pela temperatura de cura. Não havendo água no poro suficiente, diminui-se a possibilidade de ocorrer carbonatação. Sendo maior a temperatura de cura, neste caso 80 °C, a quantidade de água do poro é menor, e menor é a carbonatação.

MARTINS, MONTICELLI & CAMARINI (2001) também verificaram uma diferença pouco significativa nos valores de profundidade de carbonatação entre amostras curadas por imersão e amostras curadas termicamente.

Os piores resultados foram obtidos pelas amostras curadas ao ar. Na primeira semana de exposição, os valores de profundidade de carbonatação para as amostras curadas ao ar foram 51% superiores à cura por imersão. Após 28 dias de exposição à câmara, esses valores foram 30% superiores às amostras curadas por imersão. Em termos de medidas, uma diferença média de 5,0 mm foi mantida entre o processo de cura ao ar e por imersão. Com respeito à cura ao ar, OSBORNE (1999) ressaltou que cuidados especiais devem ser dados à cura nas primeiras idades para assegurar que os efeitos da carbonatação sejam minimizados.

5.1.7 – Penetração de íons cloreto livres

Os ensaios de penetração de íons cloreto livres foram feitos por meio de ensaio colorimétrico conforme o item 4.4.7 do Capítulo 4 – Metodologia.

A Figura 5.14 apresenta o gráfico com a profundidade de íons cloreto livres observada nos concretos de CP V-ARI para os regimes de cura estudados. Os valores das medidas de penetração de íons cloreto livres nestes concretos foram maiores para as amostras curadas termicamente a 80 °C, nas quais foi detectada a presença de íons cloreto livres a uma profundidade de 29 mm. Para as amostras curadas ao ar e em cura térmica a 60 °C, os valores encontrados foram similares e atingiram cerca de 25 mm. O melhor comportamento frente à presença de íons cloreto livres foi para a amostra curada em água até 7 dias (imersão) que forneceram valores de profundidade de penetração 100% inferiores à cura ao ar e térmica a 60 °C e 142% inferiores à cura térmica a 80 °C.

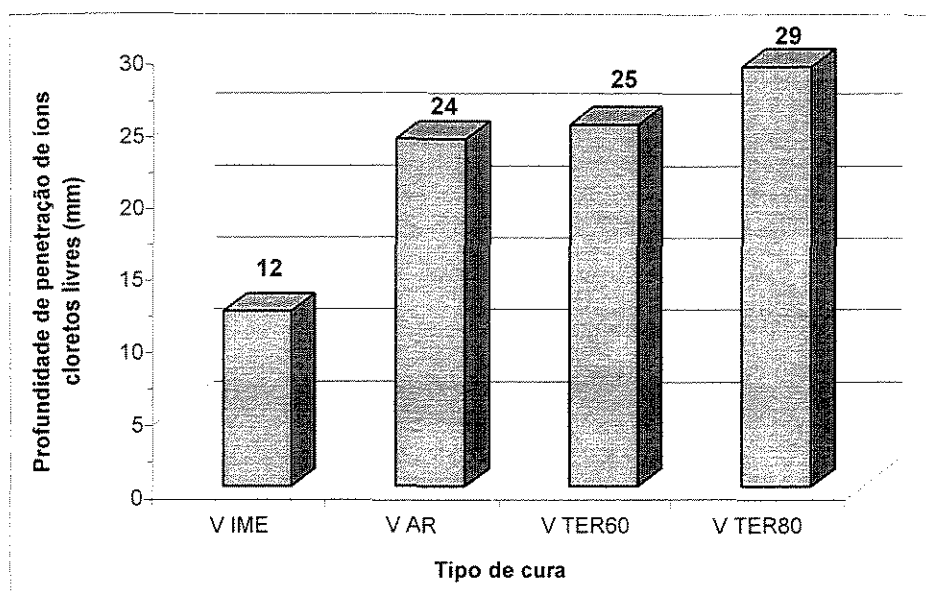


Figura 5.14 – Profundidade de penetração de íons cloreto livres nos concretos de CP V-ARI.

A capacidade do concreto em reduzir a penetração de íons cloreto é mais dependente da estrutura porosa do que qualquer outra alteração química da hidratação (ALDEA et al., 2000). Assim, DETWILER, KJELSEN & GJORV (1991) observaram que em concretos produzidos a partir de cimentos sem adições minerais, a elevação da temperatura de cura resultou em uma estrutura porosa grosseira e, por consequência, diminuiu a resistência do concreto aos íons cloreto.

MECK & SIRIVIVATNANON (2003) ressalta que a área detectada pela solução de nitrato de prata pode ser considerada de risco para corrosão; embora, para que haja confiabilidade em termos de resultados quantitativos, métodos de ensaio mais sofisticados devem ser usados. Ensaio para verificar a penetração de íons cloreto livres usando o indicador colorimétrico de nitrato de prata também foi utilizado por ALDEA et al. (2000); HOOTON (2002); GEIKER; BENTZ (2002) e LUO et al. (2003). Os autores comprovam a eficácia do método como medida qualitativa da penetração de íons cloreto livres. JUCÁ (2002) observou que o método deve ser melhorado associando o ensaio de aspersão de nitrato de prata com ensaios eletroquímicos e com indicadores de pH, principalmente quando se as medidas são feitas em concretos com escória,

que em seu trabalho, identificou presença de cloreto livres mesmo quando o ensaio eletroquímico não demonstrou potencial corrosivo.

5.2 – Resultados obtidos para o concreto produzido com CP III.

5.2.1 – Resistência à compressão axial.

Para o concreto produzido com o cimento com elevado teor de escória (CP III), a influência da escória de alto-forno alterou o comportamento do desenvolvimento da resistência, principalmente nas primeiras idades. Um gráfico mostrando os resultados dos ensaios de resistência à compressão para o concreto com CP III é apresentado na Figura 5.15.

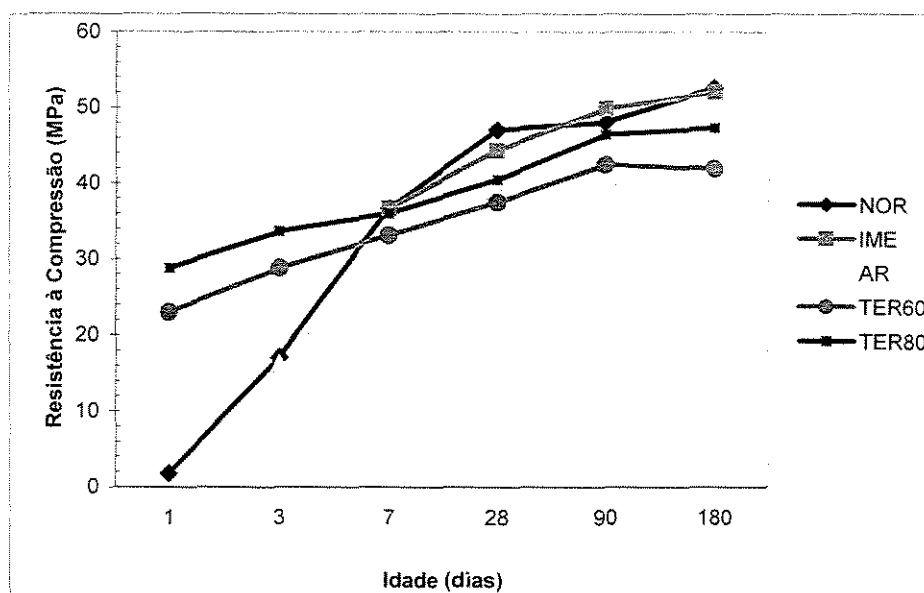


Figura 5.15 – Resistência à compressão axial – concreto com CP III.

Observa-se que a cura por imersão até 7 dias produz resultados satisfatórios, semelhantes aos obtidos pela cura normal. Tanto para a cura normal, quanto para cura por imersão, os resultados de resistência aos 28 dias de idade são superiores aos obtidos nos outros procedimentos de cura.

A cura ao ar apresentou o pior desempenho em termos de ganho de resistência, principalmente nas primeiras idades, onde os resultados obtidos foram 29% menores do que na cura em água ao final de 180 dias.

A Figura 5.16 apresenta os resultados de resistência à compressão dos concretos com CP III submetidos à cura térmica e à cura normal.

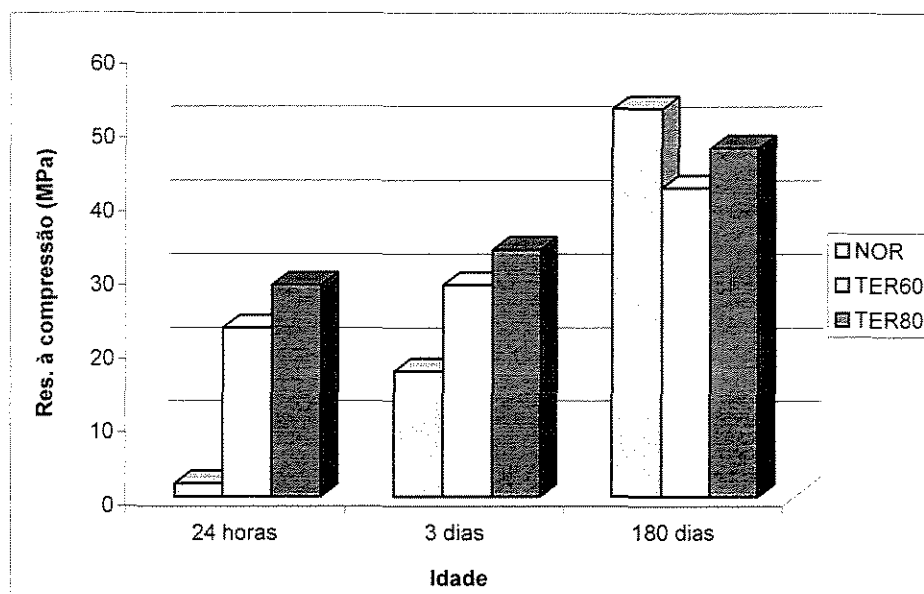


Figura 5.16 – Resultados de resistência à compressão do concreto feito com CP III submetido à cura térmica.

Para a cura térmica, seja a 60 °C ou a 80 °C, os resultados obtidos até os 3 dias de idade são superiores aos demais resultados obtidos para os outros tipos de cura. Nas primeiras 24 h o concreto com CP III, submetido a cura térmica a 60 °C, atingiu 43% da resistência final alcançada na cura normal e por imersão. Para a cura térmica a 80 °C esse valor alcançado nas primeiras 24 h foi de 55% da resistência final obtida aos 180 dias para a cura normal e por imersão.

Os bons resultados em relação ao desenvolvimento da resistência mecânica nos concretos de o CP III e curados termicamente é explicado pela dependência do CP III da temperatura para ativação das reações de hidratação.

Embora o mecanismo fundamental de hidratação da escória seja o mesmo do cimento sem escória, a escória se hidrata muito mais lentamente em presença de água, em função de sua baixíssima solubilidade (SILVA, 1998). Como uma pequena quantidade de clínquer está presente nesse tipo de cimento, por si só, o calor liberado na hidratação do clínquer não é suficiente para ativar as reações da escória. Assim, a escória é mais sensível ao calor, e a cura térmica tem um papel essencial neste tipo de concreto (CAMARINI, 1995; SILVA, 1998; SHUTTER, 1999). Isso mostra que a hidratação da escória é dependente de um ativador; nesse caso, a temperatura, que, para os concretos estudados, quanto mais alta melhor foi o resultado em relação às propriedades mecânicas nas primeiras idades.

5.2.2 – Resistência à tração por compressão diametral

Neste item foram avaliados os resultados de resistência à tração por compressão diametral dos concretos produzidos com cimento CP III e submetidos aos diferentes procedimentos de cura. A avaliação da resistência à tração por compressão diametral foi feita de acordo com a metodologia descrita no capítulo 4, item 4.4.2.

Nos concretos feitos com cimento de alto forno (CP III), os valores de resistência à tração para a cura térmica foram superiores aos demais métodos de cura até os 7 dias. A partir dessa idade, os métodos de cura em água atingiram em média valores 18% maiores do que os curados termicamente.

Também, para este tipo de cimento, os resultados de resistência à tração dos concretos na cura normal e curados em água até 7 dias foram similares. Na Figura 5.17 é apresentado o gráfico com valores de resistência à tração por compressão diametral nos concretos de CP III.

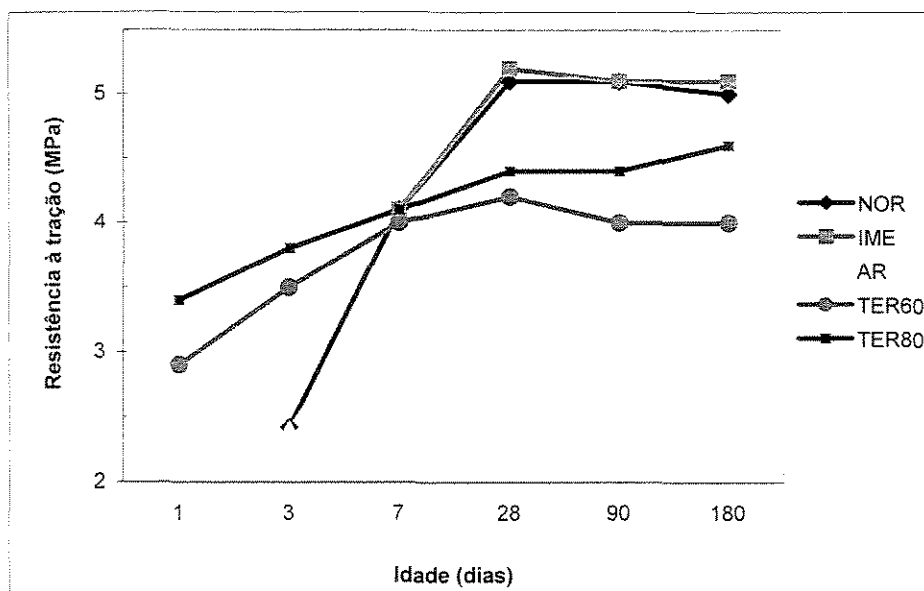


Figura 5.17 – Resultado de resistência à tração no concreto com CP III.

No processo de cura térmica, a temperatura de cura de 80 °C mostrou-se mais eficiente do que a temperatura de 60 °C, com valores, em média, 12% maiores. Após 24 h, os concretos curados termicamente a 60°C atingiram 58% da resistência à tração final alcançada em 180 dias pela cura normal, e os concretos curados termicamente a 80 °C alcançaram 68% da resistência final à tração.

A cura ao ar prejudicou severamente a resistência à tração do concreto com CP III, fornecendo os piores resultados, até mesmo em relação à cura térmica. Após 180 dias, os resultados de resistência à tração dos concretos com CP III curados ao ar foram 24% inferiores aos obtidos pelas curas em água.

5.2.3 – Absorção capilar

a) Absorção

Os ensaios de absorção capilar e a determinação do coeficiente de absorção capilar foram feitos conforme item 4.44, descrito no capítulo 4 – Metodologia. O ensaio de absorção teve como objetivo avaliar qualitativamente a estrutura porosa do concreto na camada de cobertura. Este ensaio avalia a quantidade de água que o material absorve por unidade de área (absorção

capilar), a quantidade de água por unidade de área em um determinado tempo (coeficiente de absorção) e a altura de penetração da água pelos poros capilares (sorção).

As Figuras 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam os resultados de absorção dos concretos feitos com o CP III.

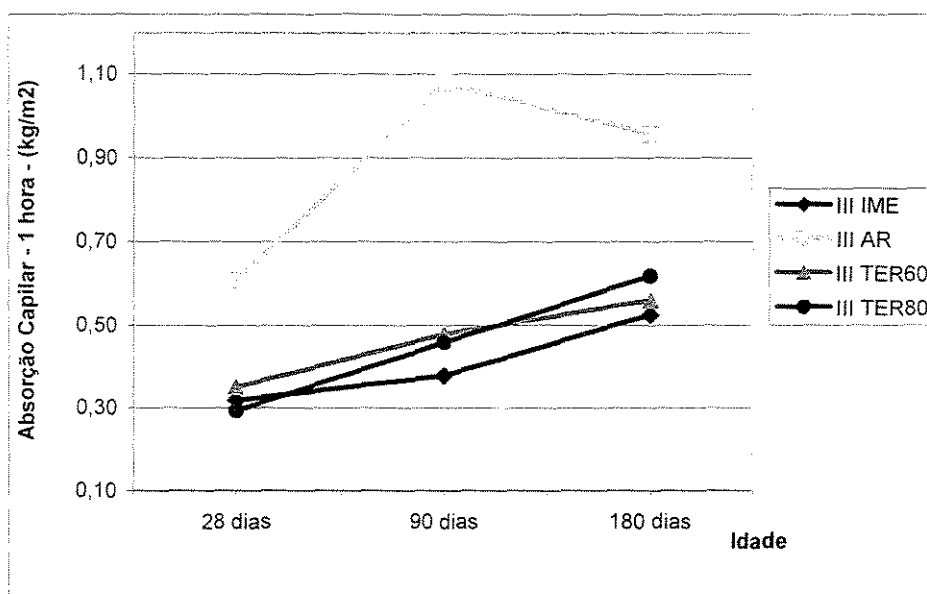


Figura 5.18 – Absorção capilar em concreto com CP III medida após 1 hora.

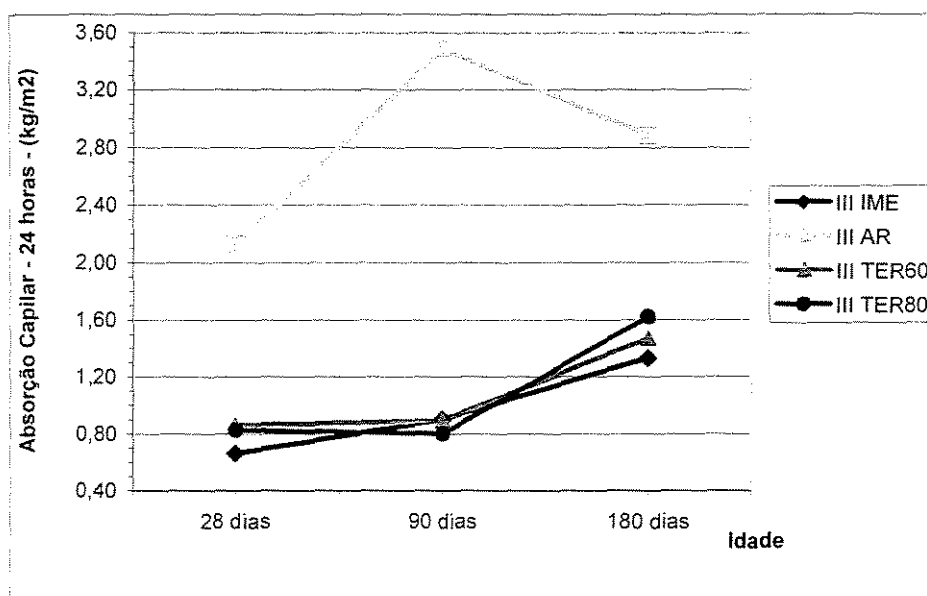


Figura 5.19 – Absorção capilar em concreto com CP III medida após 24 h.

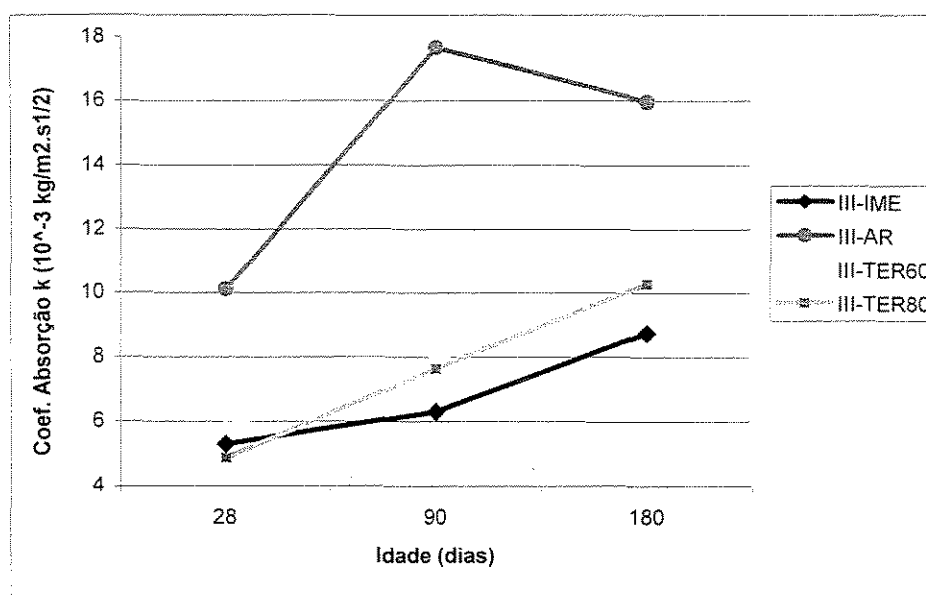


Figura 5.20 – Coeficiente de absorção capilar em concreto com CP III medido após 1 hora.

Nestes concretos, os valores de absorção capilar, medidos tanto após 1 h, quanto após 24 h, foram maiores para a cura ao ar, embora neste tipo de cura, os concretos apresentaram tendência de queda nos valores de absorção após 180 dias. Os concretos curados termicamente, tanto na cura térmica a 60 °C, quanto a 80 °C, apresentaram bons resultados, fornecendo valores de absorção similares à cura por imersão. Os concretos curados na temperatura de 60 °C atingiram menores resultados de absorção capilar, e, conseqüentemente, menores coeficientes de absorção capilar em comparação aos curados termicamente a 80 °C.

b) Sorção

Para os concretos feitos com CP III, a cura ao ar mais uma vez mostrou-se substancialmente prejudicial aos concretos fabricados com esse tipo de cimento, principalmente nas primeiras idades. Os melhores resultados foram obtidos para cura por imersão, e na cura térmica a 60 °C e 80 °C os resultados foram similares (Figura 5.21).

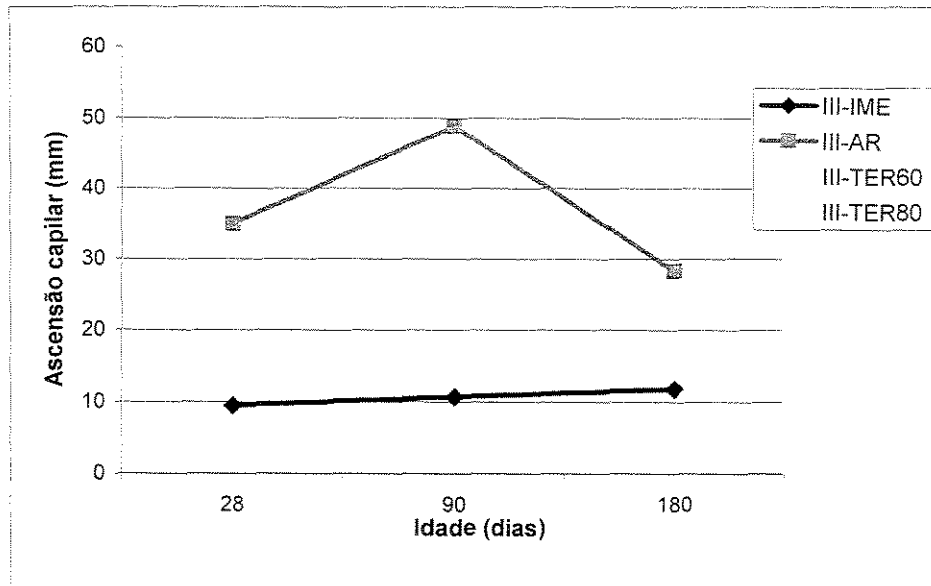


Figura 5.21 – Valores de ascensão capilar para os concretos de CP III.

Os piores resultados no ensaio de absorção capilar, observado para a cura ao ar, se dá em pela distribuição grosseira da porosidade em função da retração pela perda de água de cura. Isso leva ao aparecimento de tensões superficiais e à formação de microfissuras, e conseqüentemente, à perda de resistência e durabilidade (SILVA, 1998). A retração por secagem pode ser maior em concretos com escória devido ao aumento do volume de pasta em substituição à mesma massa de cimento por escória e à menor massa específica da escória (MALHOTRA, 1987).

Os bons resultados de absorção obtidos pelas amostras curadas termicamente, se dá em função da retração ser reduzida em até 50% quando a argamassa de cimento de escória é submetida à cura térmica, por favorecer a transformação do gel rico em sílica em silicato de cálcio hidratado (C-S-H).

5.2.4 – Permeabilidade ao Ar

O ensaio de permeabilidade ao ar teve como objetivo avaliar qualitativamente a estrutura porosa interna do concreto, medindo-se o tempo no qual o fluxo de ar sob pressão

atmosférica passava através da amostra. Os ensaios foram feitos usando o permeâmetro descrito no capítulo metodologia – item 4.4.3.

A Figura 5.22 apresenta os valores de permeabilidade ao ar para os concretos produzidos com CP III. Observa-se que nestes concretos, a temperatura de cura teve efeito diferenciado com o avanço da idade. Nos primeiros 28 dias, os resultados de permeabilidade ao ar não apresentaram diferenças significativas para uma ou outra temperatura de cura. Aos 90 dias, a temperatura de cura de 80 °C mostrou-se mais eficiente, apresentando os menores valores de permeabilidade. Após 180 dias, tanto a cura térmica a 60 °C quanto a 80 °C tiveram uma redução no valor da permeabilidade, sendo esse valor mais significativo para a cura térmica a 60 °C (52%), que obteve nessa idade, menores resultados do que a cura térmica a 80 °C.

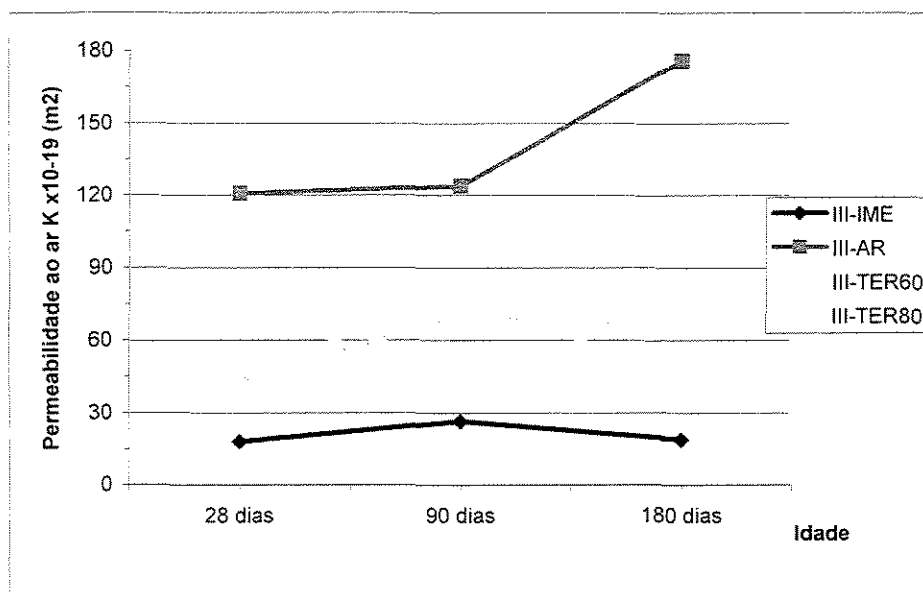


Figura 5.22 – Valores de permeabilidade ao ar para os concretos de CP III.

Novamente, nas amostras curadas ao ar, o efeito da retração e conseqüente aumento da permeabilidade fica mais evidenciado no concreto feito de cimento com escória.

5.2.5 – Carbonatação natural

Os ensaios de carbonatação foram feitos mediante a exposição das amostras de concreto em ambiente natural, e seguem a metodologia descrita no Capítulo 4, item 4.4.5.

Um dos principais fatores que influenciam a carbonatação são as condições ambientais e o teor de escória incorporada ao cimento. Para teores de escória menores do que 50%, os resultados de carbonatação são similares aos concretos sem adição (OSBORNE, 1999). No concreto produzido com o CP III desta pesquisa, cujo teor de escória é de 53%, os métodos de cura influenciaram de forma significativa a profundidade de carbonatação do concreto. A cura ao ar proporcionou os piores resultados (maior profundidade de carbonatação), que atingiram valores de 9 mm aos 180 dias.

A Figura 5.23 mostra o gráfico com os valores de profundidade de carbonatação natural para os concretos de CP III.

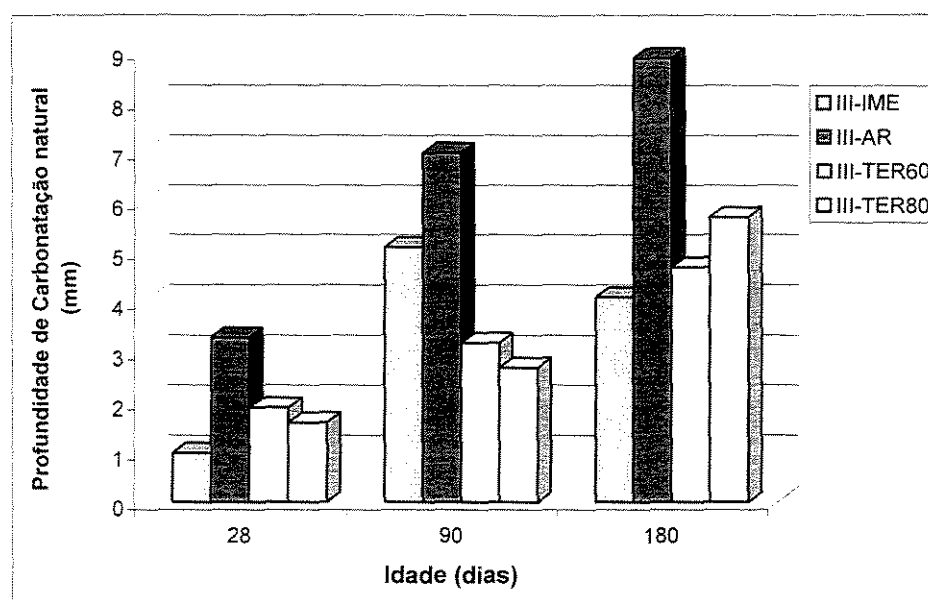


Figura 5.23 – Medidas de profundidade de carbonatação natural do concreto com CP III

As medidas de carbonatação em corpos-de-prova submetidos à cura por imersão até 7 dias apresentaram valores superiores aos dos concretos curados termicamente aos 90 dias, sendo

observada uma profundidade de carbonatação de cerca de 5 mm nesta idade. Com o avanço da idade, nos concretos curados por imersão houve uma tendência de redução da carbonatação.

O processo de carbonatação é muito lento e tende a aumentar com o avanço da idade. A queda nos valores de profundidade de carbonatação verificada na amostra curada por imersão após a idade de 180 dias não era esperada, e pode ser resultado de desvio no procedimento de ensaio.

Novamente, verifica-se a interação entre processos físicos e químicos na carbonatação do concreto. Nesse caso, a influência da umidade interna (água do poro) na redução da carbonatação das amostras curadas termicamente é verificada até os 90 dias de idade. Após essa idade, a dependência de fatores físicos, pela redução da porosidade, proporcionado pela cura em água mostrou-se mais acentuada.

A Figura 5.24 apresenta os resultados de profundidade de carbonatação do concreto feito com CP III submetido à cura térmica para as temperaturas e 60 °C e 80 °C.

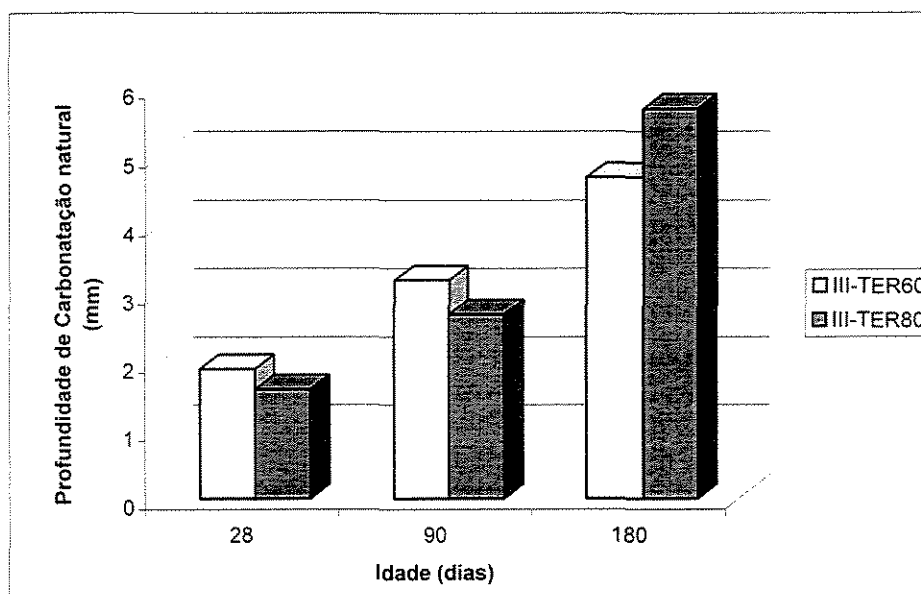


Figura 5.24 – Carbonatação natural do concreto feito com CP III submetido à cura térmica.

Embora não haja variações significativas na medida da profundidade de carbonatação dos concretos curados termicamente (tanto a 60 °C quanto a 80 °C), nas primeiras idades a temperatura de cura de 80 °C mostrou-se mais eficiente, apresentando menores valores de carbonatação. Após 180 dias, as amostras curadas na temperatura de 60 °C forneceram resultados inferiores às amostras curadas termicamente a 80 °C.

5.2.6 – Carbonatação acelerada

No ensaio de carbonatação acelerada, as amostras foram ensaiadas em duas idades a contar da exposição à câmara de carbonatação: 7 dias e 28 dias, conforme item 4.4.6 do Capítulo 4 – Metodologia.

Para os concretos de CP III, em relação aos métodos de cura, os métodos de cura por imersão e térmica, tanto a 60 °C quanto a 80 °C, nenhuma diferença significativa na medida da profundidade de carbonatação foi encontrada em ambas idades de ensaio.

A Figura 5.25 apresenta os resultados de profundidade de carbonatação acelerada do concreto produzidos com CP III.

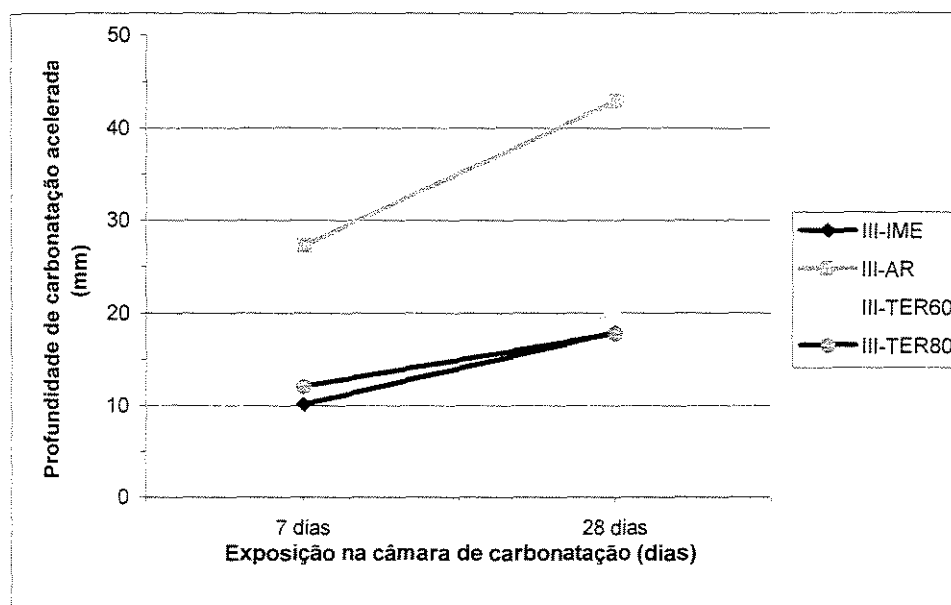


Figura 5.25 – Profundidade de carbonatação acelerada nos concretos de CP III.

Para a cura ao ar, os valores de profundidade de carbonatação acelerada medidos foram 1,7 vezes maiores do que os obtidos para cura por imersão aos 7 dias de exposição na câmara de carbonatação e 1,4 vezes superiores à cura por imersão após 28 dias de exposição na câmara de carbonatação

O efeito da cura térmica no que diz respeito à aceleração da hidratação, melhorando as propriedades físicas (porosidade capilar), mostrou-se benéfico quanto a carbonatação. Assim, analisando as duas temperaturas de cura térmica, as amostras curadas termicamente a 80 °C forneceram melhores resultados (menor profundidade de carbonatação) em comparação à cura térmica a 60 °C.

5.2.7 – Penetração de íons cloreto livres

Os ensaios de penetração de íons cloreto livres foram feitos por meio de ensaio colorimétrico conforme o item 4.4.7 do Capítulo 4 – Metodologia.

Os resultados dos ensaios de profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos de CP III estão apresentados na Figura 5.26.

Nestes concretos, a cura ao ar foi a mais prejudicial quanto à penetração de íons cloreto, fornecendo valores máximos de 20 mm. Os menores valores foram obtidos para a cura térmica, tanto a 60 °C quanto a 80 °C, que apresentaram resultados de penetração de íons cloreto livres de 10 mm.

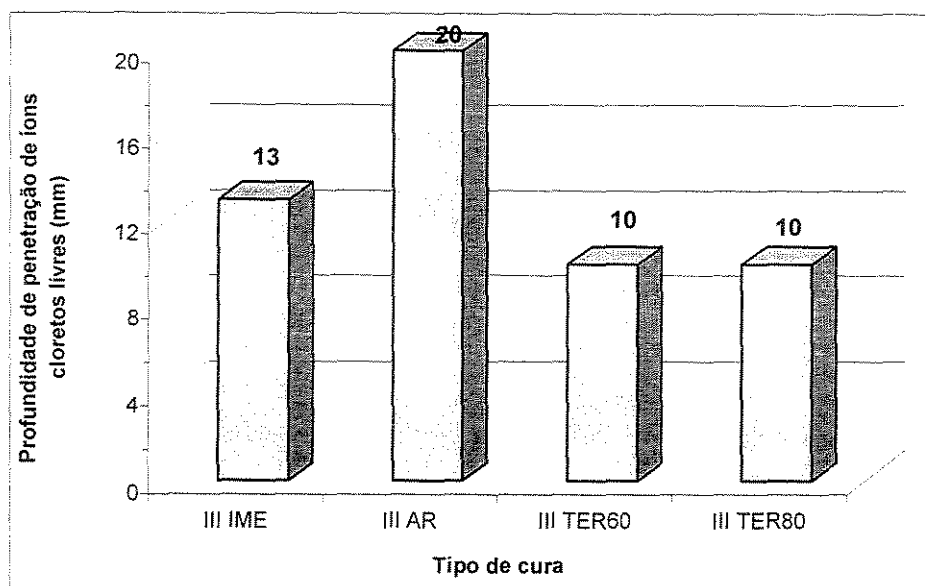


Figura 5.26 – Profundidade de penetração de íons cloreto livres nos concretos de CP III.

Os menores valores de penetração de íons cloreto, em relação ao concreto de cimento sem adição de escória, também foram observados por DHIR; EL-MOHR & DYER (1996); MARTINS (2001); ALDEA et al. (2002), JUCÁ(2002), LUO et al. (2003) O refinamento dos poros proporcionado pela hidratação da escória, assim como o baixo desempenho das amostras curadas ao ar, devido à retração, é refletido também na capacidade de redução à penetração dos íons cloreto, que é mais dependente da estrutura porosa do que qualquer outra mudança química na hidratação (ALDEA, et al., 2000). GEISELER; KOLLO & LANG (1995) ressaltaram que resistência do concreto ao ingresso de íons cloreto é substancialmente maior quando há grande quantidade de escória no cimento. LUO et al. (2003) ressaltou que nos concretos feitos de cimento com escória, a quantidade de íons cloreto livres é menor porque este tipo de concreto tem maior capacidade de fixação de cloretos pela formação do Sal de Friedel.

5.3 – Análise conjunta dos resultados dos concretos produzidos com CP V-ARI e CP III.

A análise conjunta será discutida, não comparando um concreto ao outro, mas verificando qual tipo de concreto se beneficiou ou prejudicou em relação à cada procedimento de cura quanto às suas propriedades mecânicas e durabilidade.

5.3.1 - Resistência à compressão axial.

A Figura 5.27 mostra a eficiência da cura térmica em relação à cura normal para os concretos produzidos com os dois tipos de cimento.

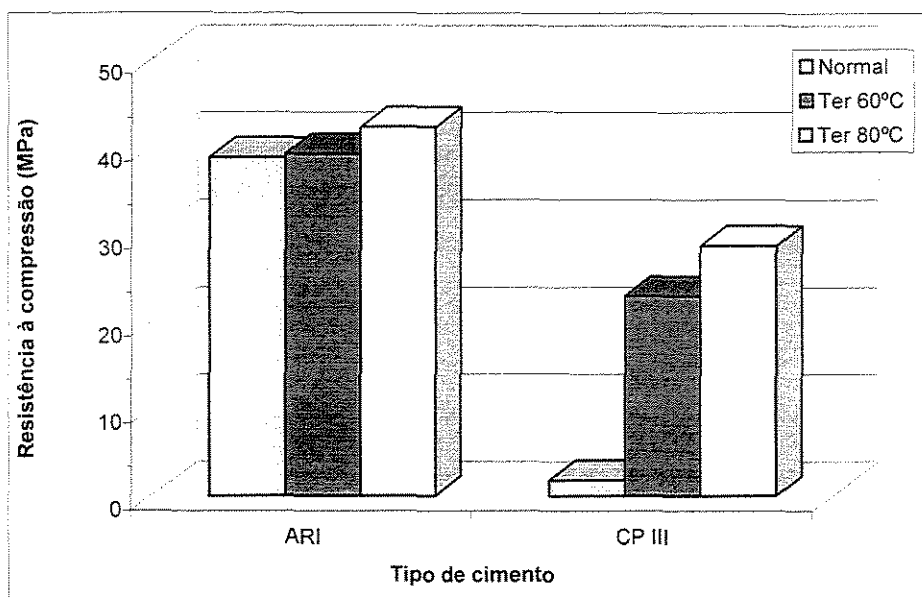


Figura 5.27 – Eficiência da cura térmica / cura normal para CP V-ARI e CP III em 24 h.

Comparando a eficiência dos procedimentos de cura para os dois concretos, observou-se que a cura térmica foi mais eficaz no concreto com CP III, para o qual o ganho de resistência nas primeiras 24 h para a cura térmica a 80 °C foi de 16 vezes o valor obtido na cura normal. No concreto com cimento ARI, esse valor foi de, no máximo, 9%.

A Figura 5.28 apresenta o desenvolvimento de resistência mecânica para os concretos submetidos à cura normal.

Nos procedimentos de cura em água, tanto cura normal quanto por imersão até 7 dias, o desenvolvimento de resistência no concreto com CP III é mais lento do que no concreto com CP V-ARI. Para o concreto de CP III, o material atinge, em 3 dias, 32% da sua resistência final obtida aos 180 dias; 70% aos 7 dias; 87% aos 28 dias e 91% aos 90 dias, enquanto no concreto de CP V-ARI esses valores são de 56% com 24 h; 78% aos 3 dias; 78% em 7 dias; 96% em 28 dias e 98% aos 90 dias.

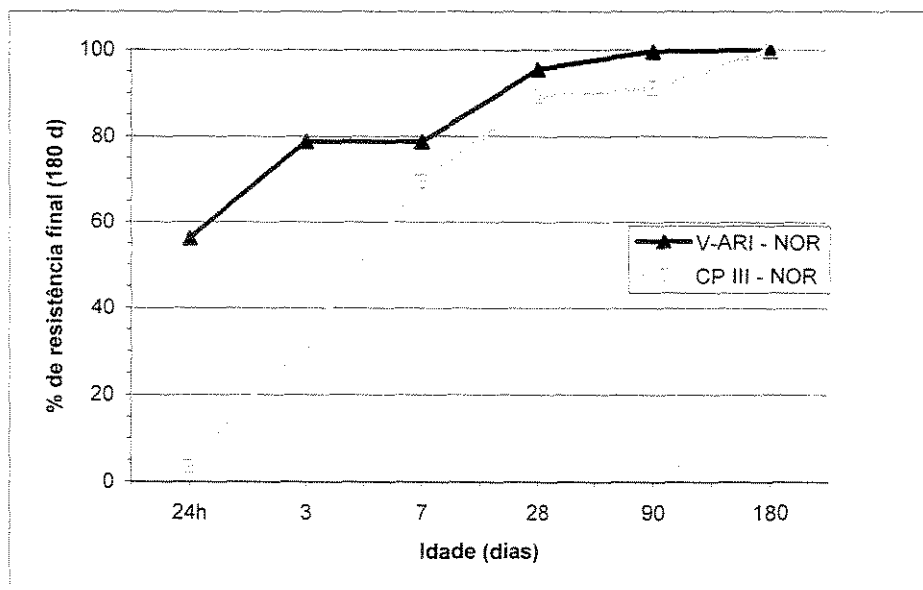


Figura 5.28 – Desenvolvimento da resistência à compressão dos concretos curados em água de CP V-ARI e CP III.

Na Figura 5.29 está apresentada a relação entre a resistência à compressão na cura normal e na cura ao ar após 180 dias para os concretos produzidos com os dois tipos de cimento.

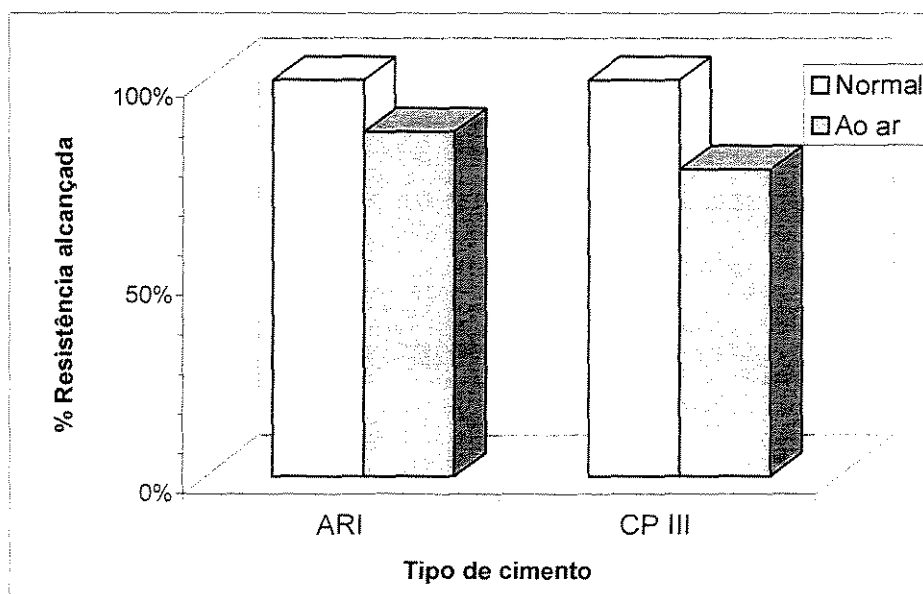


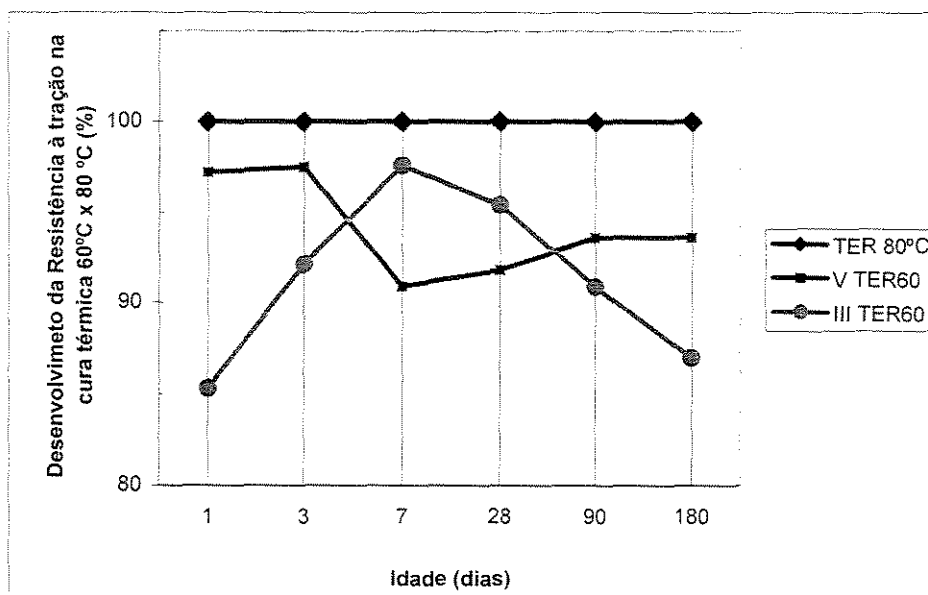
Figura 5.29 – Eficiência da cura normal / cura ao ar para CP V-ARI e CP III após 180 dias.

Na cura ao ar, embora esse procedimento de cura tenha sido prejudicial para os dois tipos de concreto, a queda de resistência foi mais acentuada para o concreto com CP III do que para o concreto com CP V-ARI. Após 180 dias, no concreto com CP V-ARI os valores de resistência obtidos para a cura ao ar foram 13% menores, enquanto para o concreto com CP III foram 22% inferiores aos obtidos na cura normal. Observa-se com melhor propriedade, o efeito deletério da retração nos concretos com CP III. Para os concretos de CP V-ARI essa perda de resistência mecânica foi pequena.

5.3.2 – Resistência à tração por compressão diametral

A Figura 5.30 apresenta um gráfico comparando o desempenho da cura térmica a 60 °C com a cura térmica a 80 °C para os dois tipos de concreto. No gráfico, a curva para a temperatura de 80°C obtida para os dois tipos de concreto (de CP V-ARI e CP III), é exibida como a curva de referência, e os valores apresentados nas curvas de 60 °C mostram o desenvolvimento da resistência mecânica em relação ao obtido pela temperatura de 80 °C.

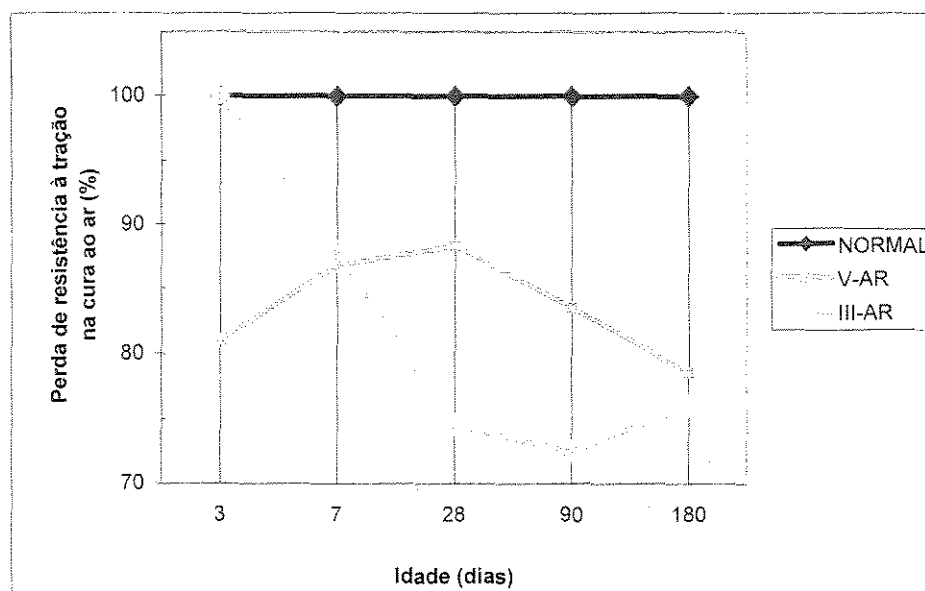
A temperatura de cura de 80 °C propiciou os maiores resultados de resistência para ambos os concretos. O desempenho alcançado pela cura a 60 °C em relação à cura a 80 °C mostrou pouca variação percentual para o concreto com CP V-ARI. A diferença percentual no ganho de resistência entre as duas temperaturas de cura foi mais acentuada no concreto com cimento CP III, principalmente nas primeiras idades (cerca de 15%).



5.30 – Desempenho dos concretos com CP V-ARI e CP-III na cura a 60 °C e 80 °C.

A Figura 5.31 apresenta um gráfico comparando o desempenho das amostras na cura normal e na cura ao ar para os dois tipos de concreto. No gráfico a cura normal é tida como referência e os valores apresentados na cura ao ar exibem o desempenho da cura ao ar quando comparada à cura normal.

Para o CP V-ARI, embora nas primeiras idades os valores de resistências tenham sido similares, houve uma queda substancial na resistência à compressão, de cerca de 25% na idade de 180 dias. Para o concreto produzido com o CP V-ARI, a queda percentual de resistência foi menor do que no CP III. Em média, após 180 dias, uma perda na resistência de cerca de 20% foi registrada para ambos os concretos; e para o CP V-ARI a curva apresentou forte tendência de queda em idades mais avançadas.



5.31 – Desempenho dos concretos de CP V-ARI e CP-III na cura ao ar.

Para os dois tipos de concreto, observou-se que, com o avanço da idade, o aumento da resistência à compressão não foi proporcional ao crescimento de resistência à tração. A queda registrada na relação tração/compressão se deveu muito mais ao crescimento acentuado da resistência à compressão do que propriamente perda da resistência à tração. Por isso, a relação tração/compressão observada foi mais estável nos concretos com CP III, nos quais o ganho de resistência foi mais lento, do que nos concretos com CP V-ARI, que adquiriram elevadas resistências à compressão.

5.3.3 – Absorção capilar

a) Absorção

A Figura 5.32 mostra o gráfico com resultados de absorção capilar (após 24 horas) dos concretos de CP V-ARI e CP-III, quanto à absorção capilar.

Para os concretos curados termicamente, os resultados de absorção obtidos para temperatura de cura de 80 °C foram melhores, em todas as idades, para os concretos feitos de CP III do que para o CP V-ARI. Para cura térmica a 60 °C, até a idade de 28 dias, os concretos de CP V-ARI ainda apresentaram melhores resultados de absorção capilar do que para o CP III. Após essa idade, os concretos de CP III curados a 60 °C atingiram os melhores resultados; aos 180 dias foram melhores, inclusive, do que os curados a 80 °C.

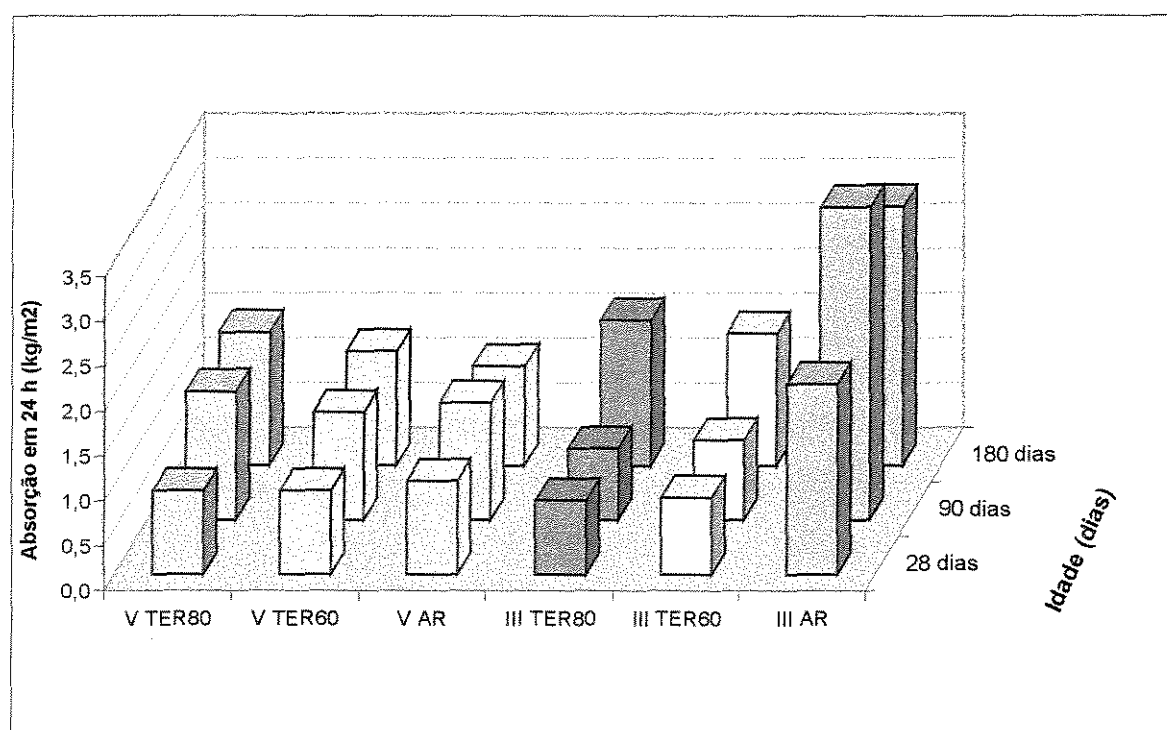
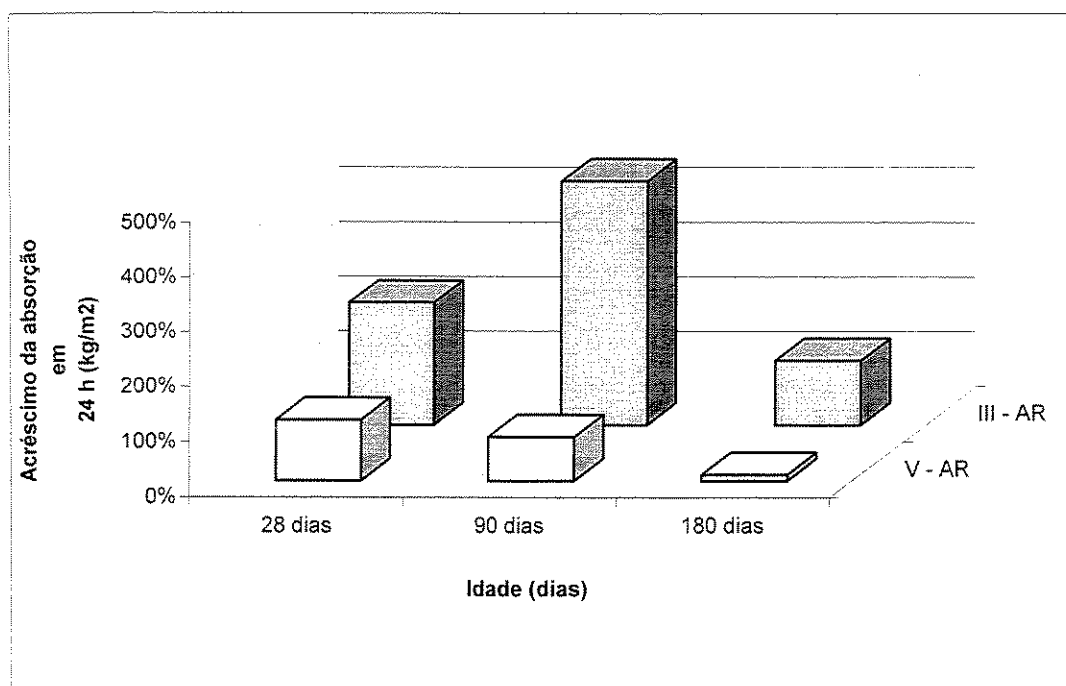


Figura 5.32 – Desempenho dos concretos com CP V-ARI e CP III em relação aos processos de cura analisados.

A Figura 5.33 apresenta um gráfico com o acréscimo percentual de absorção capilar em relação à cura por imersão nos concretos de CP III e CP V-ARI.



**Figura 5.33 – Acréscimo de absorção capilar na cura ao ar em concreto.
com CP III medido após 1 h.**

Nota-se que, em termos de absorção, a cura ao ar foi muito mais prejudicial aos concretos de CP III do que para os concretos de CP V-ARI, atingindo valores de até 4,5 vezes superior aos 90 dias de idade.

b) Sorção

As Figuras 5.34 e 5.35 apresentam os resultados de sorção e ascensão capilar dos concretos de CP V-ARI e CP-III e submetidos à cura ao ar.

Com relação à cura ao ar, a altura de penetração da água (ascensão capilar) no concreto de CP III atingiu cerca 50 mm aos 90 dias de idade, mas apresentou uma tendência de queda com o decorrer do tempo, fornecendo-se valores similares aos 180 dias para os concretos produzidos com os dois tipos de cimento.

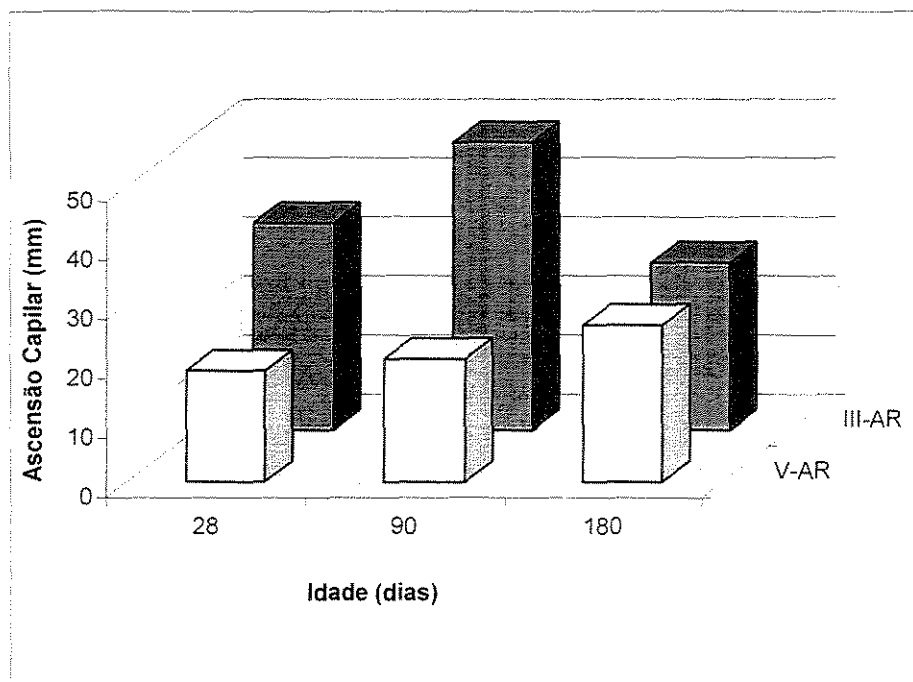


Figura 5.34 – Valores de ascensão capilar para os concretos de CP V-ARI e CP III curados ao ar.

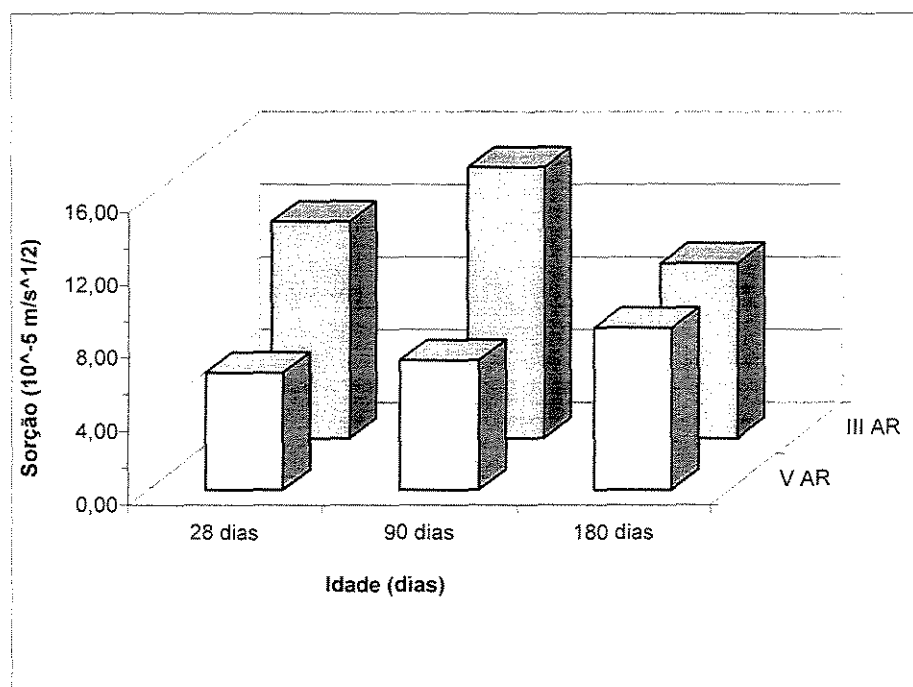


Figura 5.35 – Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI e CP III e curados ao ar.

No processo de cura térmica, para a temperatura de cura de 60 °C, até os 90 dias, os concretos produzidos com ambos tipos de cimento apresentaram comportamento similar em

relação à sorção e à ascensão capilar. Aos 180 dias, o melhor desempenho do concreto com CP III, é mais evidenciado e apresenta uma tendência de queda, enquanto os concretos com CP V-ARI não apresentam esse comportamento (Figuras 5.36 e 5.37).

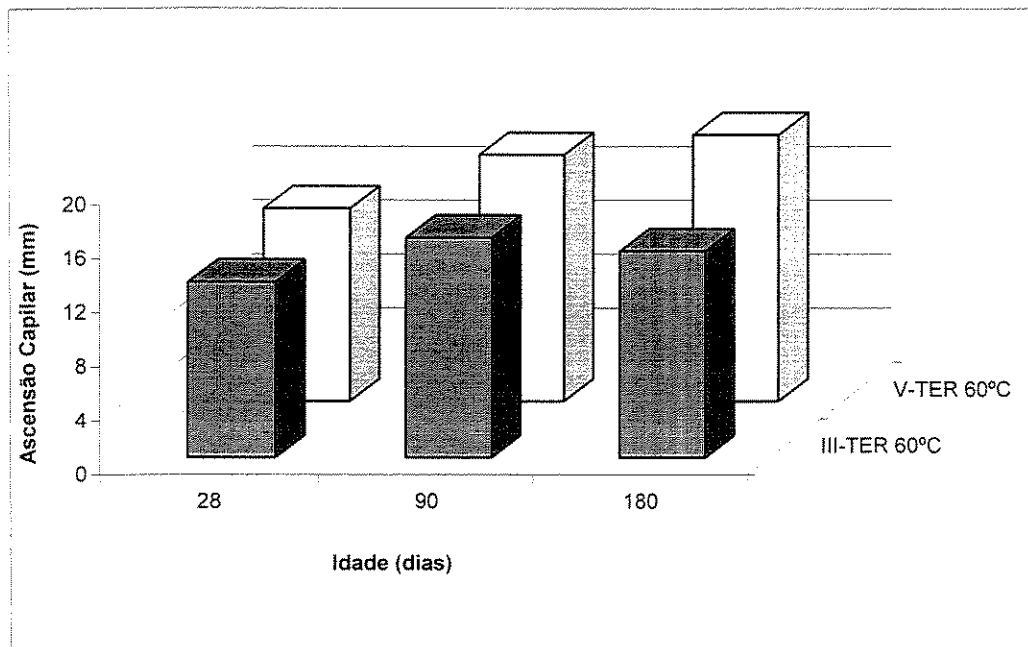


Figura 5.36 – Valores de ascensão capilar para os concretos de CP III e CP V-ARI submetidos à cura térmica a 60 °C.

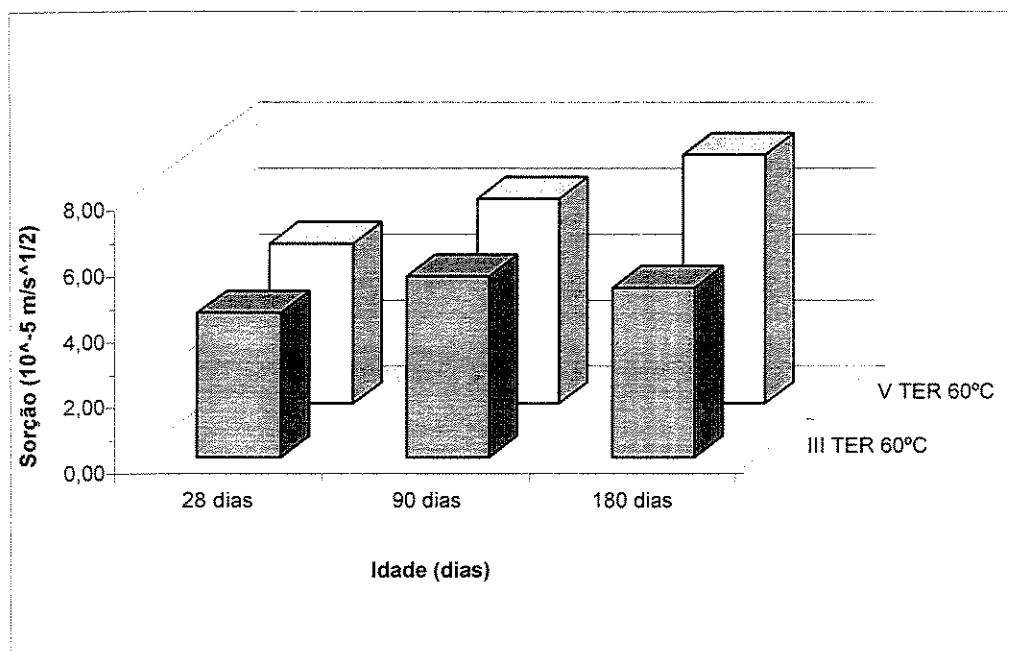


Figura 5.37 – Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI e CP III submetidos à cura térmica a 60 °C.

Para a cura térmica a 80 °C, o melhor desempenho do CP III em relação à sorção e ascensão capilar é mais evidenciado, embora para os concretos com cimento CP V-ARI, o gráfico apresente uma tendência de queda nos valores. As Figuras 5.38 e 5.39 apresentam os resultados de ascensão capilar e sorção para os concretos com CP III e CP V-ARI submetidos à cura térmica a 80 °C.

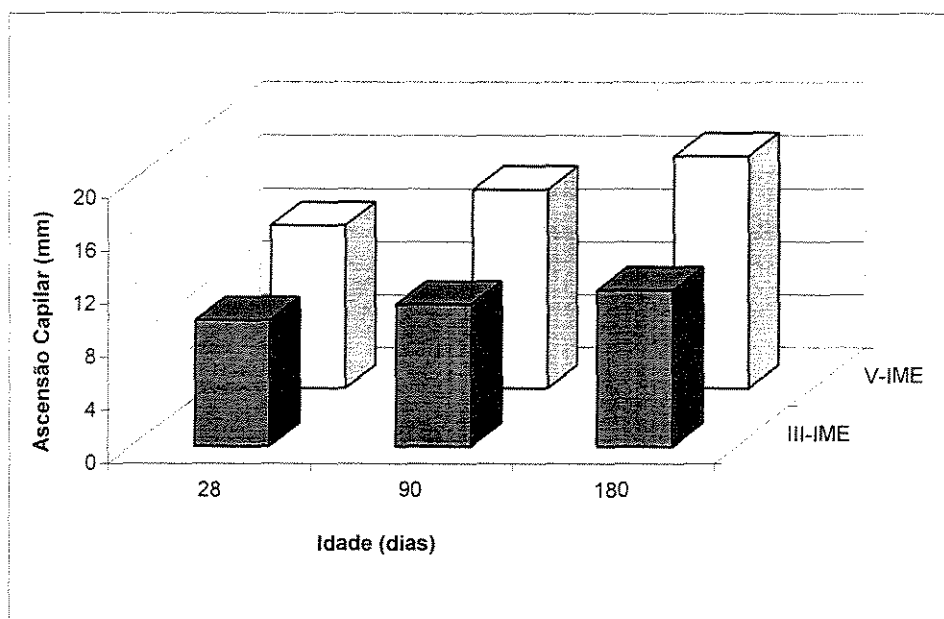


Figura 5.38 – Valores de ascensão capilar para os concretos de CP III e CP V-ARI submetidos à cura térmica a 80 °C.

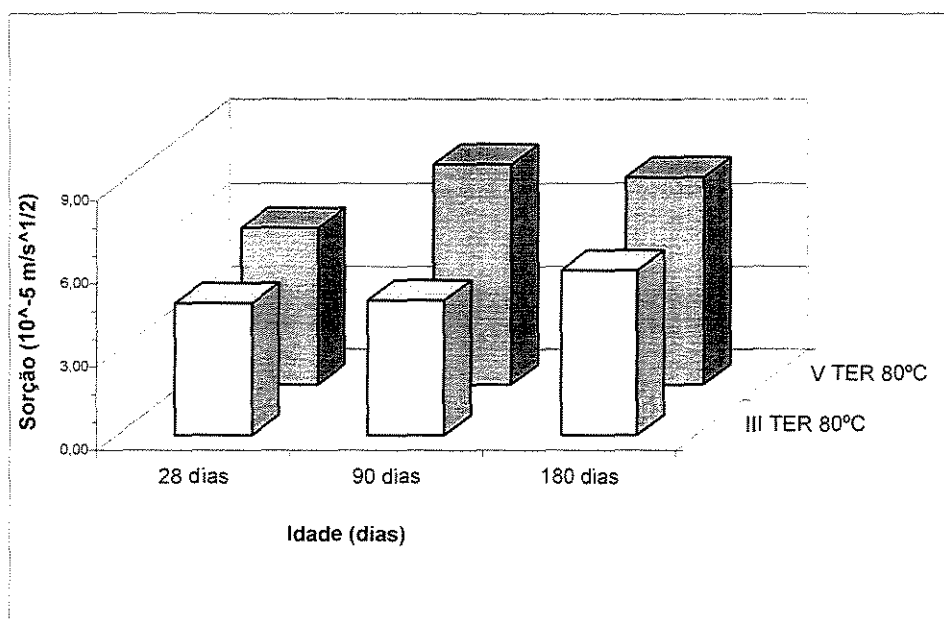


Figura 5.39 – Valores de sorção para os concretos de CP V-ARI e CP III submetidos à cura térmica a 80 °C.

5.3.4 – Permeabilidade ao ar

O método de cura por imersão em água por sete dias mostrou-se eficiente para os concretos produzidos com os dois tipos de cimento, os quais, neste tipo de cura, apresentaram os menores resultados de permeabilidade. Os concretos produzidos tanto com CP V-ARI e com CP III apresentaram valores de permeabilidade similares. Os resultados de permeabilidade na cura por imersão alcançaram valores máximos aos 90 dias. Aos 180 dias, os valores de permeabilidade foram menores do que aos 90 dias e os concretos produzidos com o CP III forneceram melhores resultados (Figura 5.40).

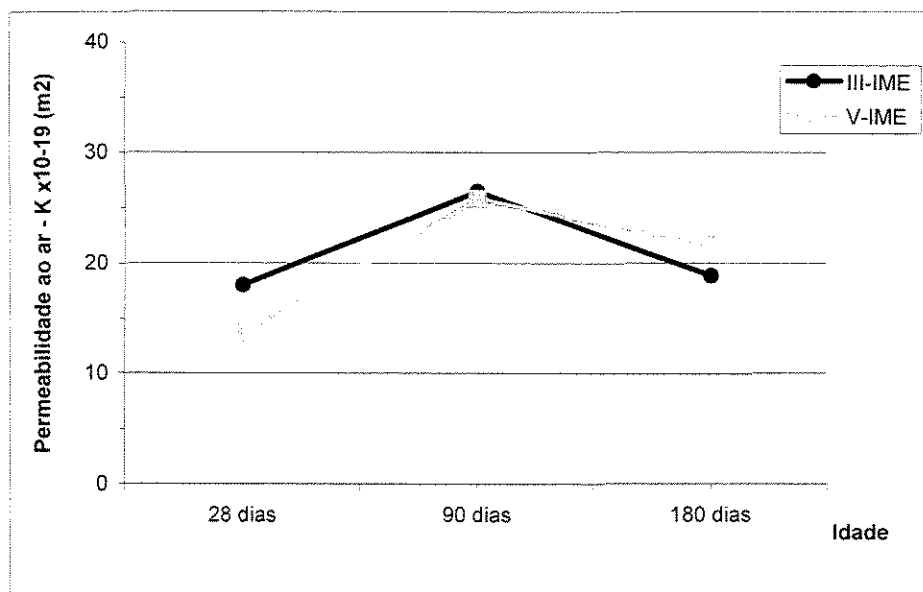


Figura 5.40 – Valores de permeabilidade ao ar para os concretos de CP V-ARI e CP III curados por imersão por 7 dias.

A Figura 5.41 mostra a eficiência da cura por imersão em relação à cura ao ar para os dois tipos de cimento. No gráfico, os valores das amostras curadas por imersão são tidos como referenciais, e os valores para as curvas III-AR e V-AR representam o acréscimo percentual de permeabilidade em relação à curva de referência.

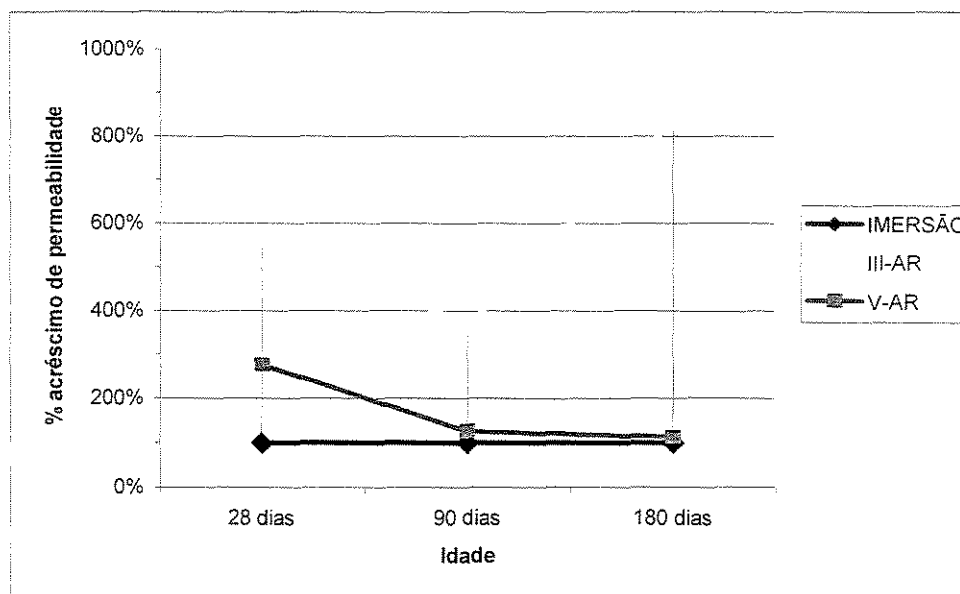


Figura 5.41 - Desempenho da cura ao ar em relação à cura por imersão para o CP V-ARI e CP III.

Tanto para os concretos com CP V-ARI quanto com CP III, a cura ao ar foi muito prejudicial no aspecto da permeabilidade, principalmente para o concreto com CP III que obteve valores 833% superiores em relação aos valores de permeabilidade obtidos na cura por imersão aos 180 dias. Para os concretos com CP V-ARI houve uma tendência de queda nos valores de permeabilidade após 90 dias, enquanto para o CP III, a curva mostrou uma tendência de aumento da permeabilidade com o avanço da idade.

5.3.5 – Penetração de íons cloreto

Os resultados apresentados pelos concretos frente à penetração de íons cloreto para os regimes de cura estudados estão mostrados na Figura 5.42.

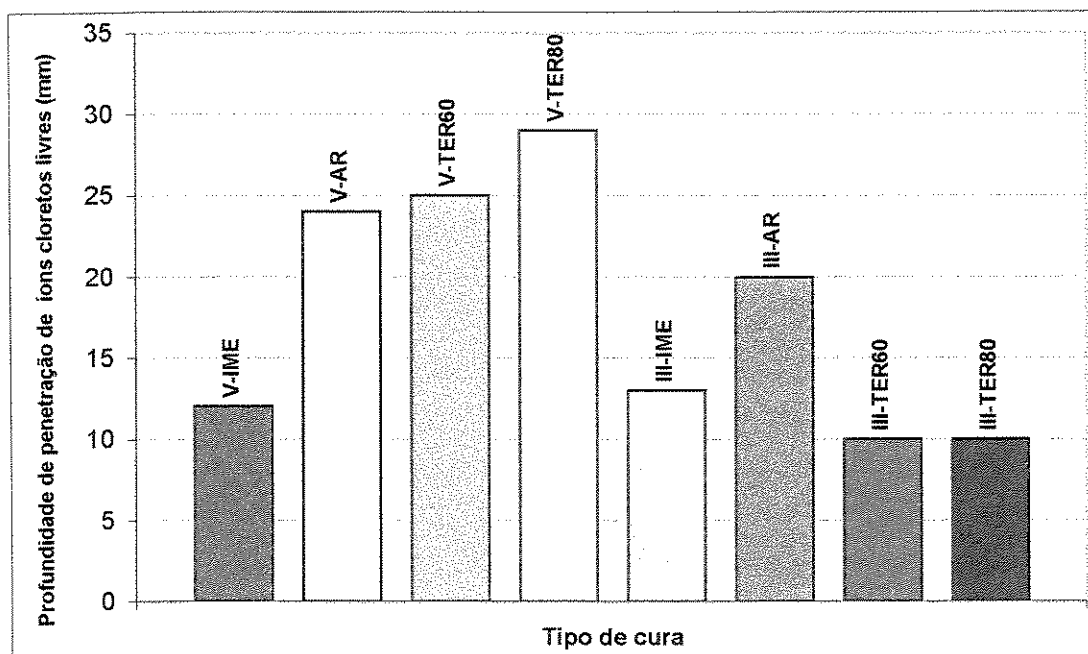


Figura 5.42 – Resultados apresentados pelos concretos produzidos com CP V-ARI e CP III frente à penetração de íons cloreto.

Analisando os resultados dos concretos produzidos com o CP V-ARI e o CP III, frente à presença de íons cloreto livres, observou-se que no regime de cura por imersão, ambos concretos forneceram resultados similares de cerca de 13 mm. Para a cura ao ar, o concreto de CP III apresentou melhor comportamento, obtendo valores de 20 mm contra 24 mm observados no concreto de CP V-ARI. Na cura térmica os resultados mostraram um comportamento diferenciado para os dois concretos, sendo mais prejudicial para o CP V-ARI, principalmente na temperatura de cura a 80 °C.

5.4 – Relação entre propriedades físicas

A análise conjunta dos resultados teve por objetivo estabelecer uma relação entre propriedades mecânicas e a durabilidade. Observa-se, por exemplo, se com o aumento da absorção, há aumento da carbonatação e se um mecanismo influencia no outro. Assim, muitas vezes tentou-se estabelecer um coeficiente de determinação (R^2) para observar o percentual de

influência entre uma variável e outra. Coeficientes de determinação próximos de 1,0 podem significar que as variáveis utilizadas têm grande influência na variável dependente testada, porém fatores como colinearidade ou multicolinearidade entre as variáveis, ou dispersão dos dados da amostra pode produzir coeficientes de determinação inexatos. Coeficientes reduzidos ou podem significar que, além da variável x não ser representativa na formação de y , a variação dos dados apresentem-se de forma homogênea. É relevante comentar que a análise estatística utilizada não contempla a análise de outros parâmetros importantes para a explicação da variável, não sendo possível estabelecer fatores confiáveis de relação entre uma variável e outra.

5.4.1 – Resistência à compressão x Resistência à tração

Tanto para os concretos com CP V-ARI quanto para os concretos de CP III, houve uma tendência de queda na relação resistência tração/compressão, demonstrando que o crescimento na resistência à compressão é mais acentuado e não desenvolve na mesma proporção para a resistência à tração.

Para o CP V-ARI, na cura por imersão, o comportamento observado na resistência à compressão axial para os primeiros 7 dias, onde o desenvolvimento da resistência até essa idade sofreu pouca variação, manteve a relação resistência tração/compressão proporcional em cerca de 10%. Entre 7 e 28 dias observou-se um crescimento acentuado na resistência à compressão do concreto com CP V-ARI, não acompanhado pela resistência à tração, exibindo forte tendência de queda na relação tração/compressão. Após os 28 dias, o desenvolvimento de resistência tanto na tração quanto na compressão foram estáveis, e a relação manteve-se praticamente constante em cerca de 8%.

Comparando o desenvolvimento das resistências nos procedimentos de cura térmica, observou-se para o CP V-ARI que a elevação da temperatura a 80 °C melhorou o desempenho na resistência à compressão nas primeiras idades, tornando a relação resistência tração/compressão

inferior à obtida para cura a 60 °C. Após 3 dias, o desenvolvimento de resistência a ambos esforços não alterou de forma significativa a relação resistência tração/compressão, embora com tendência de queda, atingindo ao final de 180 dias valores semelhantes aos obtidos na cura por imersão (normal) (Figura 5.43).

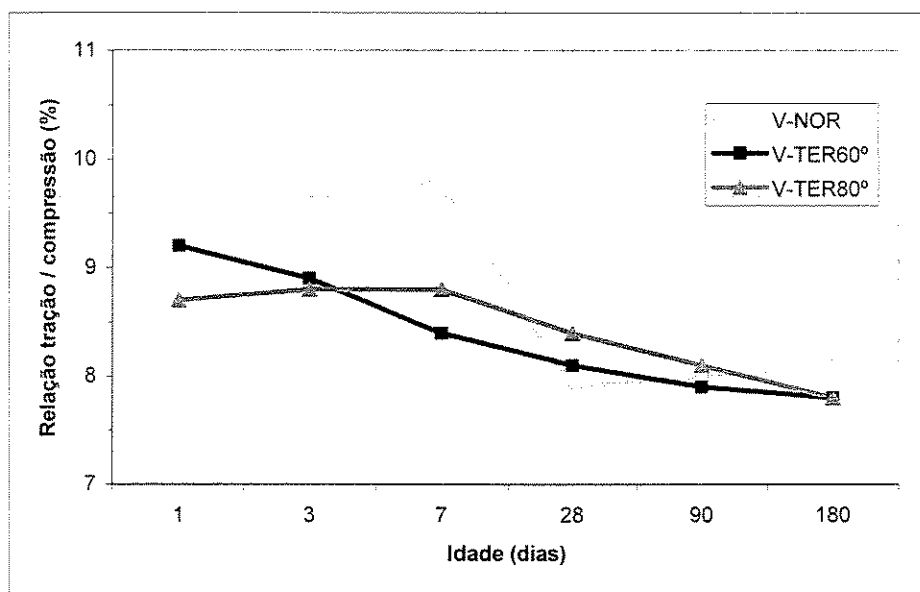


Figura 5.43 – Relação resistência tração / compressão para os concretos de CP V-ARI.

Para os concretos de CP III, a relação resistência tração/compressão foi superior aos obtidos nos concretos com CP V-ARI, embora, os concretos com CP III também mantiveram uma tendência de queda com o avanço da idade. Nos métodos de cura estudados, o efeito da cura térmica a 80 °C no desenvolvimento da resistência à compressão foi mais acentuado até os 90 dias, fazendo com que a relação resistência tração/compressão atingisse valores inferiores aos obtidos nos outros regimes de cura. Como o desenvolvimento da resistência foi mais lento nos concretos com esse tipo de cimento, para a cura normal, o desenvolvimento da resistência à tração foi sensivelmente inferior ao da compressão, implicando numa relação tração/compressão de 14% (Figura 5.44).

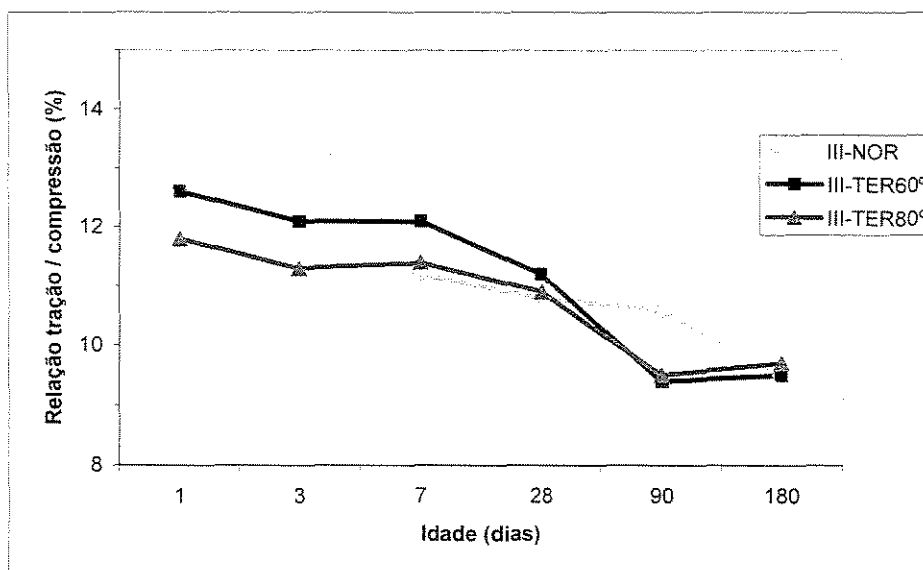


Figura 5.44 – Relação resistência tração / compressão para os concretos de CP III.

O baixo desenvolvimento da resistência à tração é mais acentuado para a cura ao ar, principalmente nas primeiras idades e, em especial, para os concretos com CP III. A relação tração / compressão nos concretos com CP V-ARI mantém-se estável variando de 8% a 9% com o avanço da idade, enquanto para o CP III, nas primeiras idades esse valor atinge 15%, e o desenvolvimento proporcional das resistências à tração / compressão só ocorre após os 28 dias. A Figura 5.45 exibe o gráfico com o desenvolvimento percentual de tração / compressão para os concretos de CP V-ARI e CP III curados ao ar.

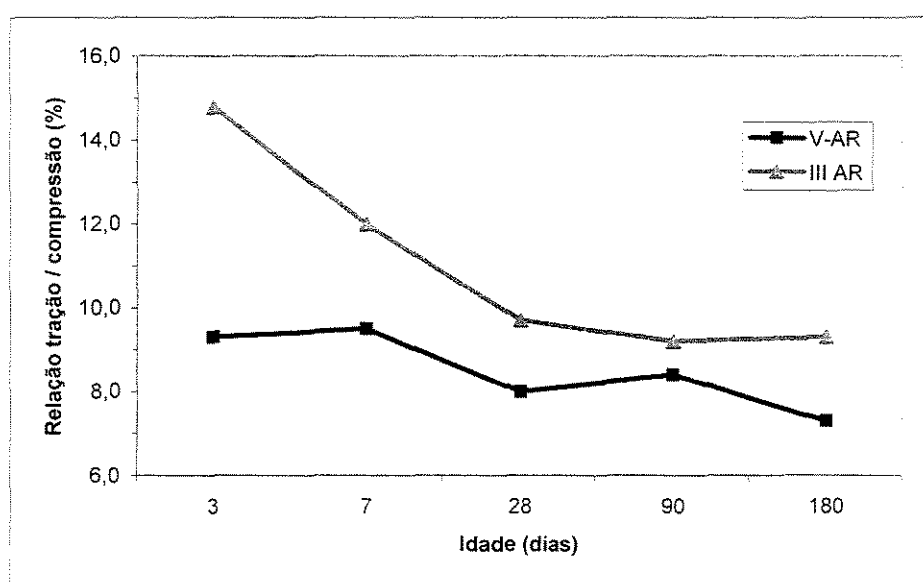


Figura 5.45 – Relação resistência tração / compressão para os concretos curados ao ar.

5.4.2 – Resistência à compressão x Permeabilidade ao ar

A influência da formação da estrutura porosa do concreto no desenvolvimento da resistência mecânica foi analisada para os diversos tipos de cura empregadas nos concretos. Como o ensaio de permeabilidade é qualitativo, ou seja, não fornece resultados do volume de poros, bem como da sua distribuição, a análise restringe-se a observar o comportamento ascendente ou descendente da resistência do concreto com a permeabilidade conforme o tipo de cura ao qual o material foi submetido.

Os gráficos das Figuras 5.46 a 5.49 apresentam as curvas correlacionando a resistência à compressão axial dos concretos com a permeabilidade determinada no ensaio de permeabilidade ao ar.

Para a cura térmica, tanto os concretos de cimento CP V-ARI, quanto os feitos com CP III, apresentaram coeficientes de determinação (R^2) próximos da unidade. Deve ser comentado que embora esses valores de R^2 indiquem que a permeabilidade tem grande influência no desenvolvimento da resistência, a hipótese de que o aumento da permeabilidade diminui a resistência não foi satisfeita, ou seja, a curva apresentou tendências de crescimento da resistência, mesmo com o aumento da permeabilidade. Assim, para esses tipos de cura permeabilidade e resistência não puderam ser satisfatoriamente correlacionadas.

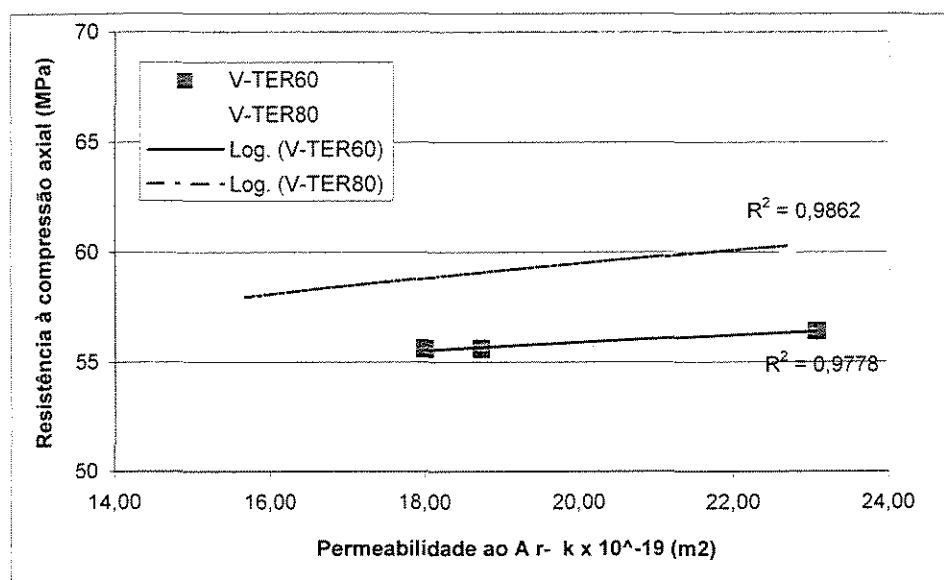


Figura 5.46 – Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP V-ARI e submetidos à cura térmica.

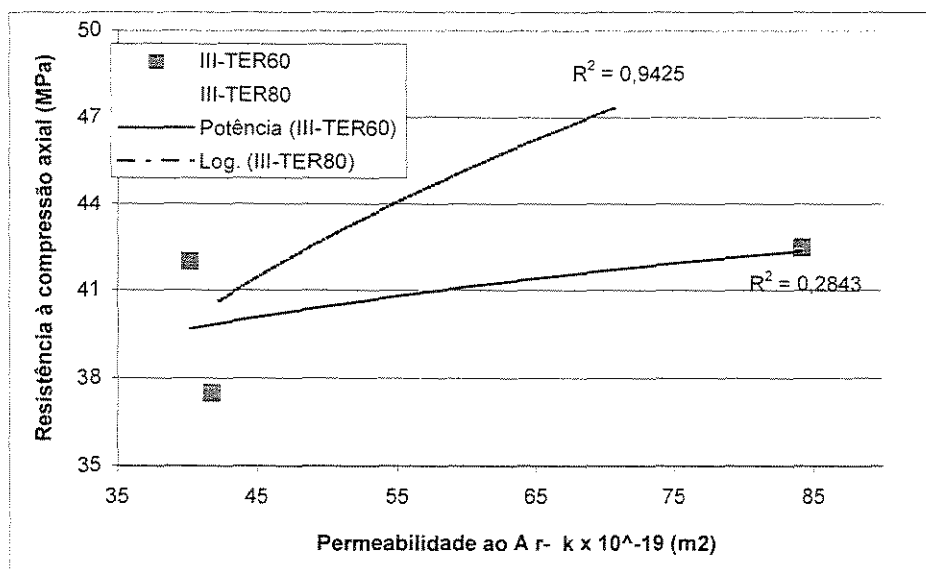


Figura 5.47 – Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP III e submetidos à cura térmica.

Nas amostras de concretos curadas ao ar, para os concretos com CP III, a mesma tendência de aumento na resistência com o aumento da permeabilidade foi observada. Para os concretos de CP V-ARI, a hipótese de queda de resistência com o aumento da permeabilidade foi constatada, e apresentou coeficiente de determinação R^2 elevado (Figuras 5.48 e 5.49).

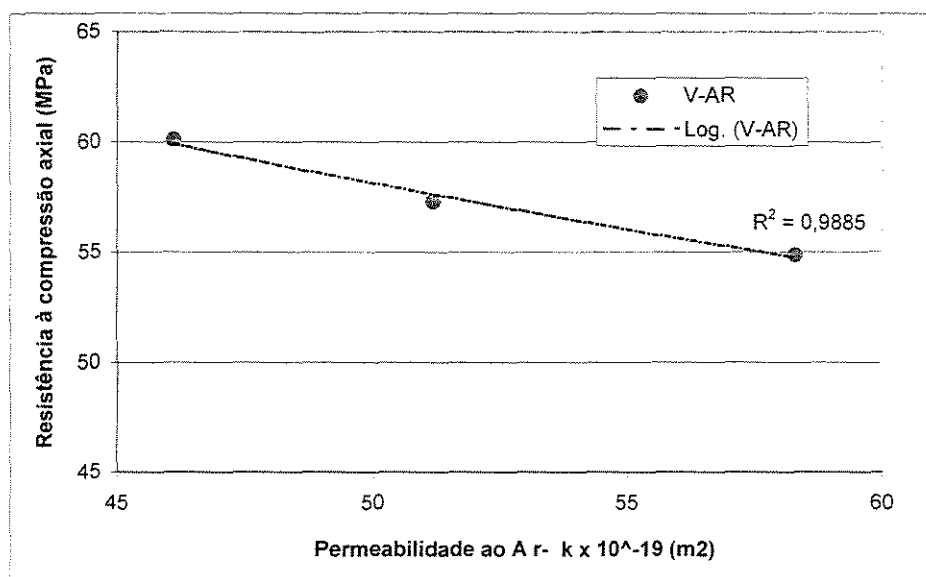


Figura 5.48 – Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP V-ARI e curados ao ar.

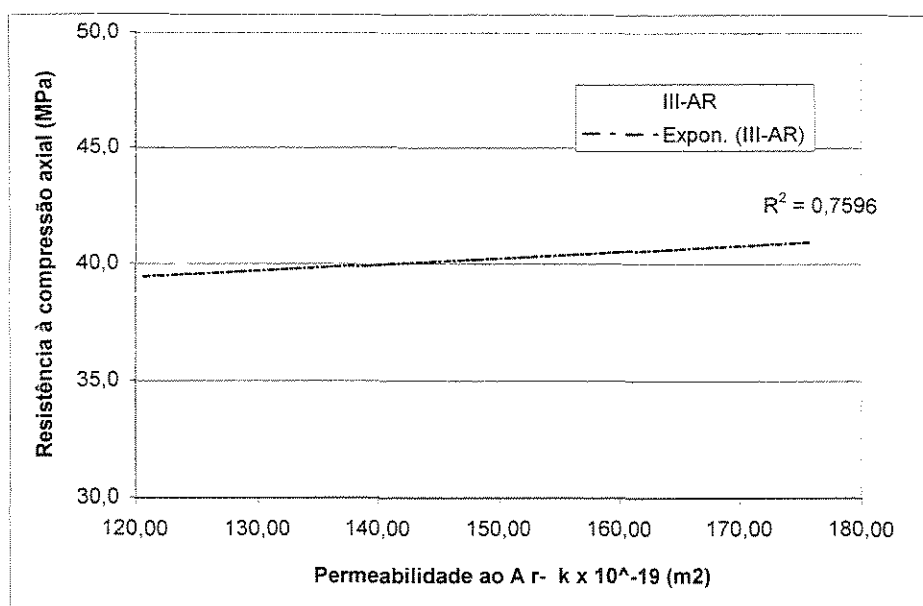


Figura 5.49 – Variação da resistência à compressão axial com a permeabilidade ao ar para concretos de CP III e curados ao ar.

5.4.3 – Resistência à compressão x Carbonatação

As curvas representativas da variação da carbonatação com a resistência mecânica para os dois tipos de concreto em todos os tipos de cura estudados mostraram tendências de crescimento. Nos concretos de CP III, elevados valores de carbonatação foram verificados, mesmo com o crescimento da resistência. Embora apresentando tendência de crescimento, o maior valor de profundidade de carbonatação encontrado foi para a cura ao ar, que teve o menor ganho de resistência ao longo do tempo (Figura 5.50).

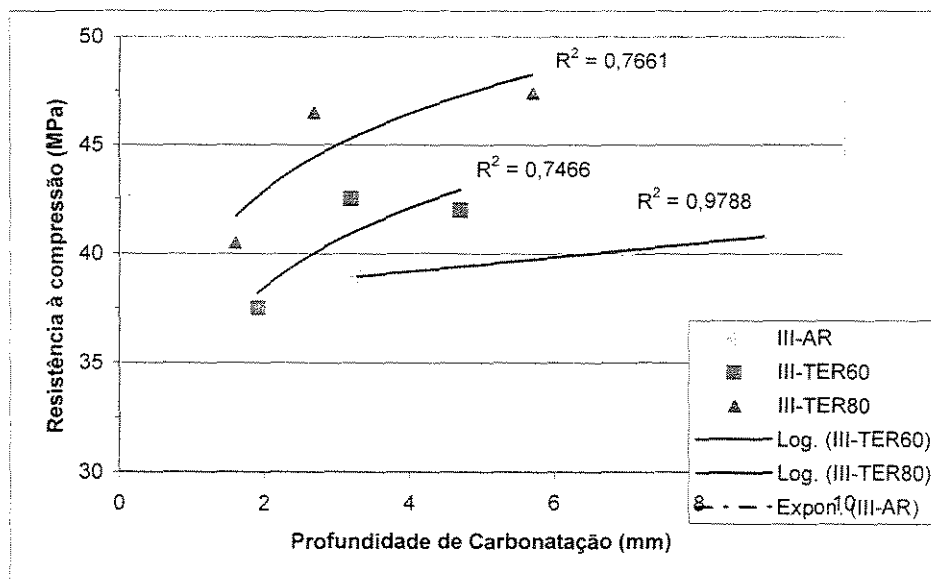


Figura 5.50 – Variação da resistência mecânica com a profundidade de carbonatação natural verificada após 180 dias nos concretos de CP III.

Para os concretos de CP V-ARI, a influência da carbonatação na resistência não é significativa, visto que a profundidade de carbonatação verificada no concreto para este tipo de cimento foi mínima. A variação da resistência à compressão axial com a profundidade de carbonatação para os concretos de CP V-ARI está apresentada na Figura 5.51.

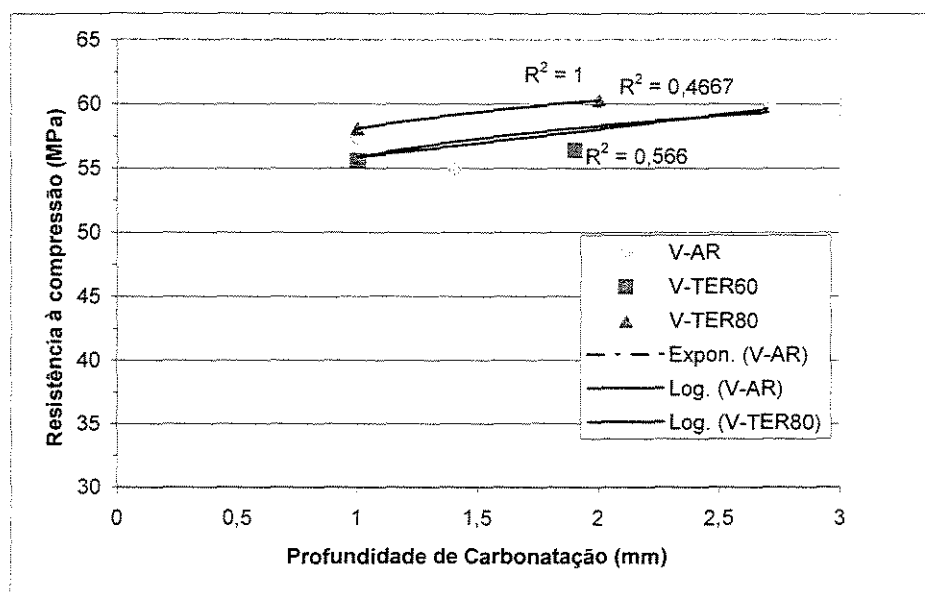


Figura 5.51 – Variação da resistência mecânica com a profundidade de carbonatação natural verificada após 180 dias nos concretos de CP V-ARI.

5.4.4 – Resistência à compressão x Penetração de íons cloreto livres

Para os concretos de CP V-ARI, nos regimes de cura por imersão e ao ar, a resistência à compressão apresentou comportamento inverso à penetração de íons cloreto livres. Para os maiores valores de resistência mecânica, menor foi a penetração de íons cloreto livres. Nos concretos submetidos à cura térmica, o comportamento foi similar entre uma temperatura e outra, e a cura térmica a 60 °C, embora apresentasse menores valores de resistência mecânica em relação à cura térmica a 80 °C, foi observado uma menor profundidade de íons cloreto livres (Figura 5.52)

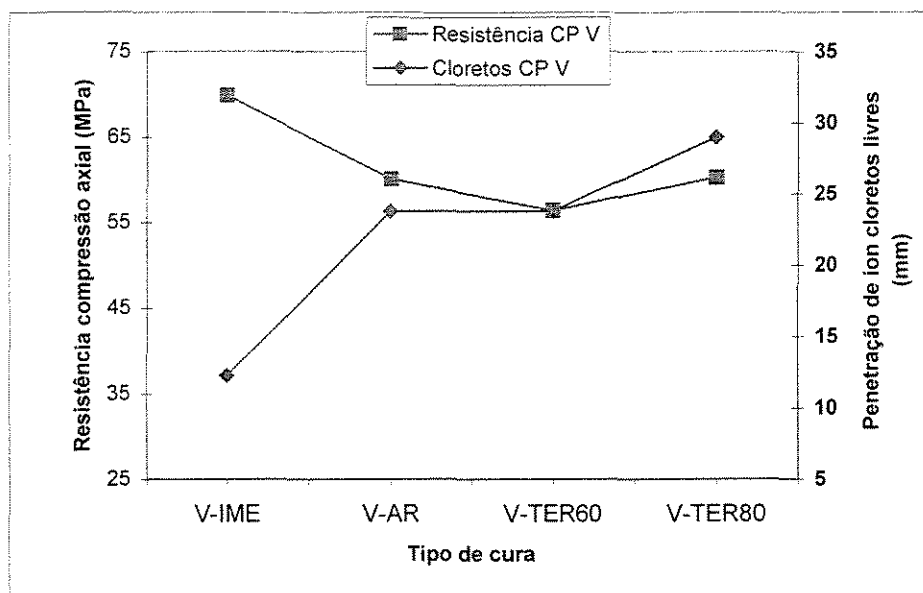


Figura 5.52 – Variação da resistência mecânica com a profundidade de cloreto livres - CP V-ARI.

Nos concretos de CP III, em todos os regimes de cura, a resistência à compressão apresentou comportamento inverso à penetração de íons cloreto livres. Os maiores valores de penetração de cloretos livres foram observados para a cura ao ar, que apresentou os menores valores de resistência mecânica.

Para os maiores valores de resistência mecânica, menores foram os valores de penetração de íons cloreto livres. Os concretos curados termicamente apresentaram

comportamento intermediário entre a cura por imersão e a cura ao ar, e o melhor resultado foi obtido para a cura térmica a 80 °C (Figura 5.53).

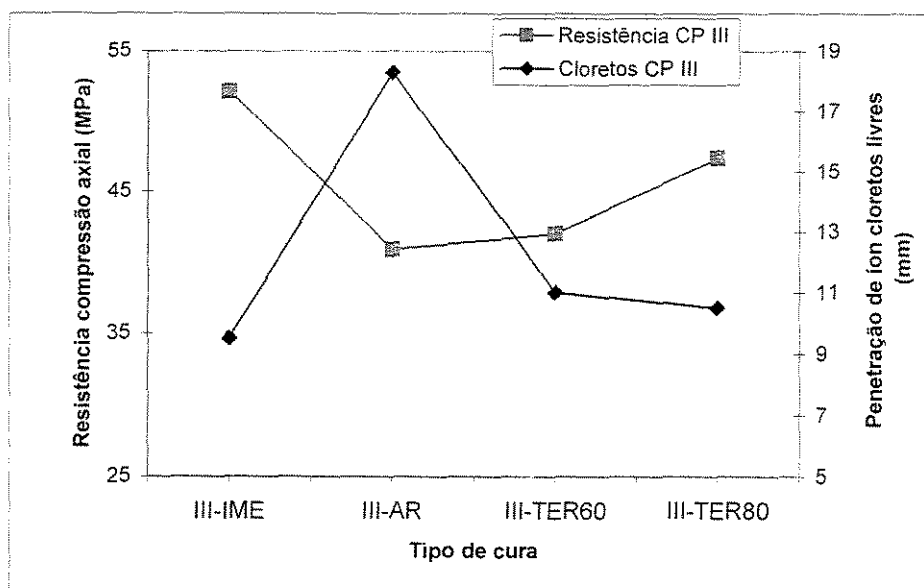


Figura 5.53 – Variação da resistência mecânica com a profundidade de cloretos livres - CP III.

5.4.5 – Absorção capilar x Carbonatação

Para as amostras feitas com CP V-ARI a relação carbonatação x absorção não pôde ser correlacionada de forma significativa, visto que para este tipo de cimento, a profundidade de carbonatação foi mínima.

A carbonatação teve crescimento contínuo e mais acentuado para os concretos de CP III, em todas as idades e para todos os tipos de cura. Para cura ao ar, que atingiu os maiores valores de carbonatação em relação aos outros métodos de cura, os resultados de absorção capilar para os concretos feitos com este tipo de cimento apresentaram queda nos valores na idade de 180 dias (Figura 5.54).

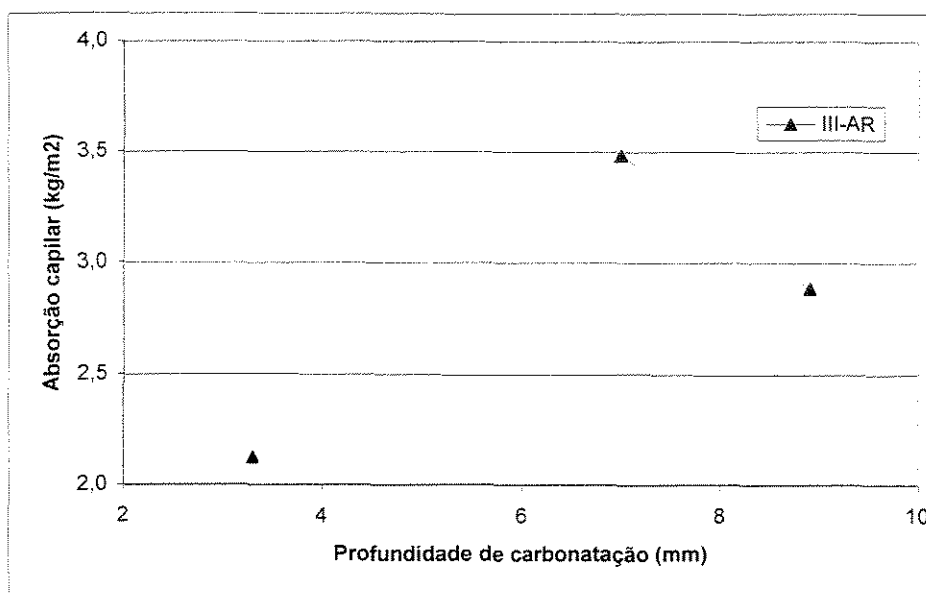


Figura 5.54 – Variação da absorção capilar com a profundidade de carbonatação nos concretos de CP III curados ao ar.

Como discutido no capítulo 3, quando do processo de carbonatação, espera-se uma redução da porosidade. De acordo com NGALA & PAGE (1997) a carbonatação reduziu a porosidade total dos concretos, mas aumentou a proporção de poros capilares. Segundo o autor, a redução no volume total dos poros pode ser associada com a deposição de CaCO_3 formado durante a carbonatação. Segundo CEUKELAIRE & NIEUWENBURG (1993), quando expostos em ambiente natural a redução não é acentuada, e isso mostra que a absorção de água não pode ser comparada diretamente com o resultado de absorção.

5.4.6 – Absorção capilar x penetração de íons cloreto livres

Para os concretos com CP III, a análise da profundidade de penetração de íons cloreto livres em relação à absorção capilar apresentou pequena variação em relação aos tipos de cura empregados, com exceção dos resultados de cura ao ar, que tiveram o pior desempenho, tanto em relação à absorção, quanto à profundidade de penetração de íons cloreto livres. Em relação à cura térmica, embora após 90 dias as amostras curadas na temperatura de 60 °C apresentassem melhores resultados de absorção em relação às amostras curadas na temperatura de 80 °C, no que diz respeito à penetração de íons cloreto a diferença de comportamento entre elas não foi significativo (Figura 5.55).

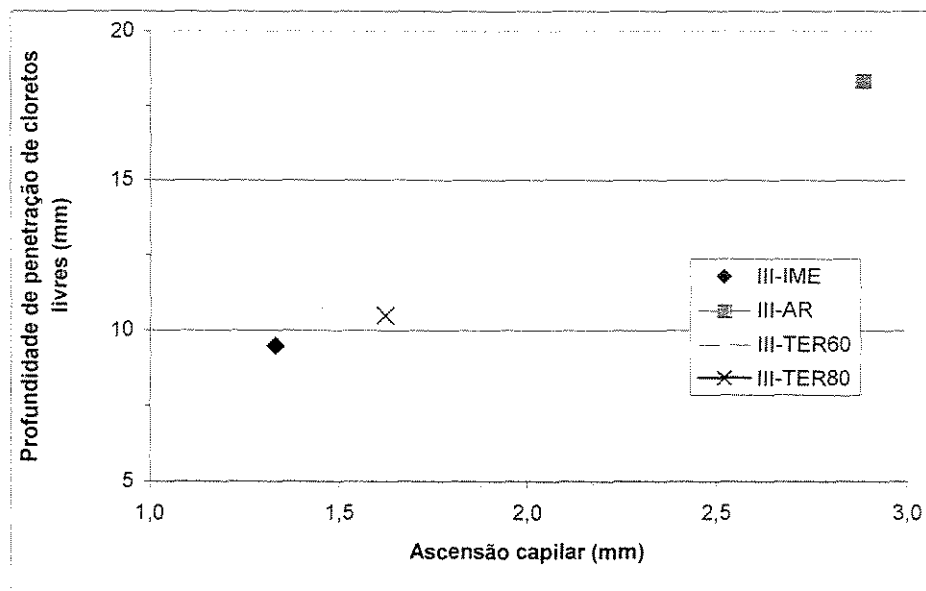


Figura 5.55 – Variação da absorção capilar após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos de CP III.

Quanto aos concretos fabricados com o CP V-ARI, que apresentaram piores resultados de penetração de íons cloreto em relação ao CP III, a temperatura de cura influenciou tanto na absorção capilar quanto na profundidade de penetração de íons cloreto. Os piores resultados foram obtidos para a cura térmica à 80 °C, regime de cura que, em relação à absorção capilar e penetração de íons cloreto livres, apresentou os piores resultados (Figura 5.56).

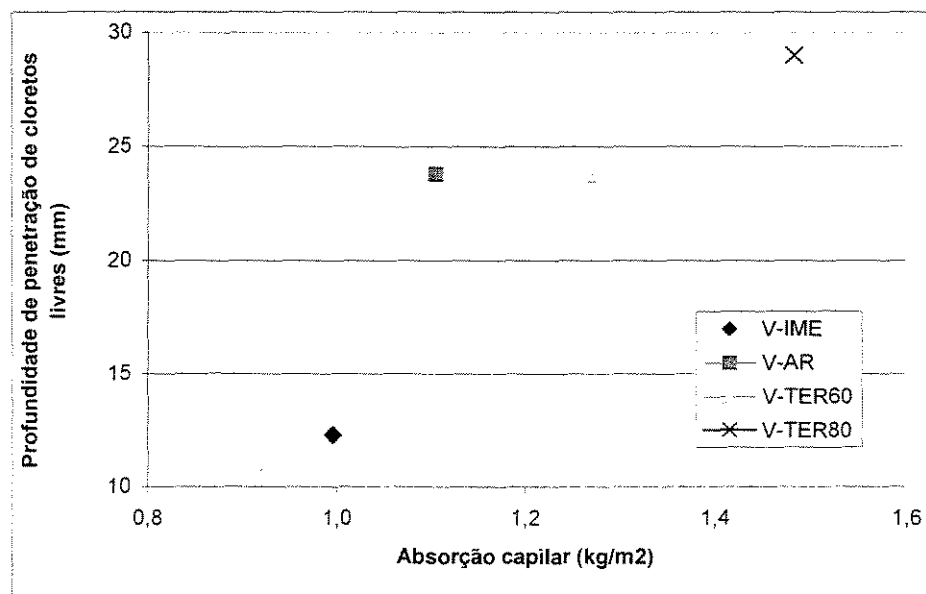


Figura 5.56 – Variação da absorção capilar após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos de CP V-ARI.

De acordo com McCARTIER; EZIRIM & EMERSON (1992), correlações entre ensaios de absorção e penetração de íons cloreto podem apresentar variações. Segundo os autores, em uma determinada altura da amostra, a ascensão de água cessa o seu avanço, pois é conduzida por forças de sucção e dependentes da conformação dos poros capilares, enquanto o avanço de íons cloreto continua, pois estes são conduzidos pela difusão iônica.

4.4.7 – Carbonatação x penetração de íons cloreto livres

A análise conjunta da medida de profundidade de carbonatação com a profundidade de penetração de íons cloreto apresentou comportamento inverso para os concretos com os dois tipos de cimento.

Os concretos com CP III, para os quais foi maior a profundidade de carbonatação, apresentaram os menores resultados de penetração de íons cloreto livres. Todos os valores de penetração de íons cloreto livres para este tipo de cimento foram menores dos que os obtidos no mesmo método de cura nos concretos com CP V-ARI. A cura térmica, que para o concreto feito com cimento CP V-ARI não apresentou variações significativas na carbonatação, apresentou uma diferença de cerca de 50 mm na medida de profundidade de íons cloreto livres.

O comportamento dos concretos em relação a carbonatação natural medida em 180 dias e a profundidade de penetração de íons cloreto para os concretos feitos com os dois tipos de cimento está representado nas Figuras 5.57 e 5.58.

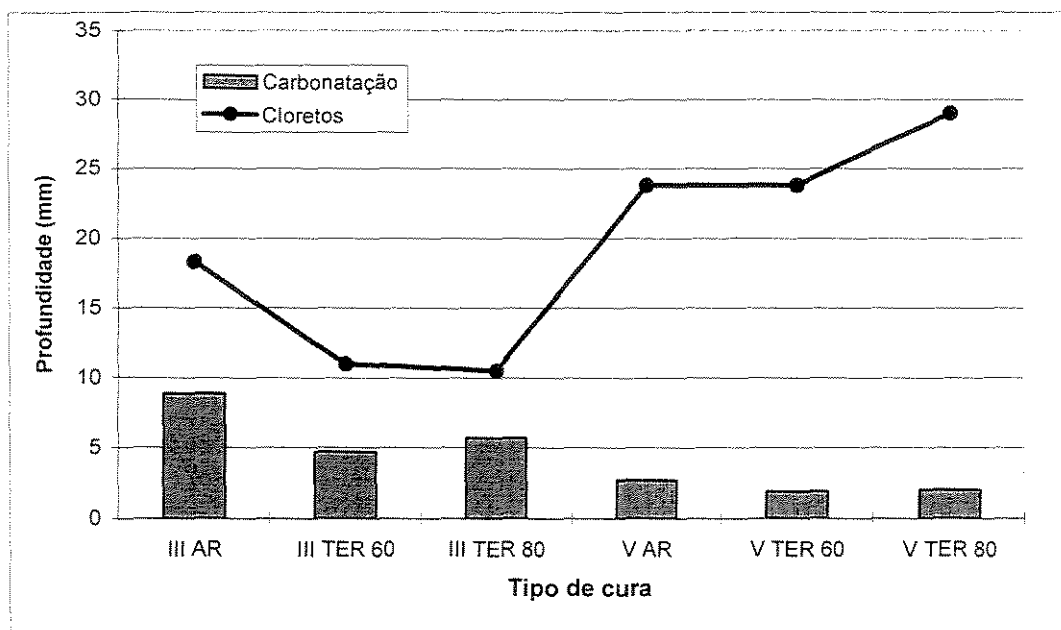


Figura 5.57 – Variação da carbonatação natural após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos produzidos com CP V-ARI e CP III.

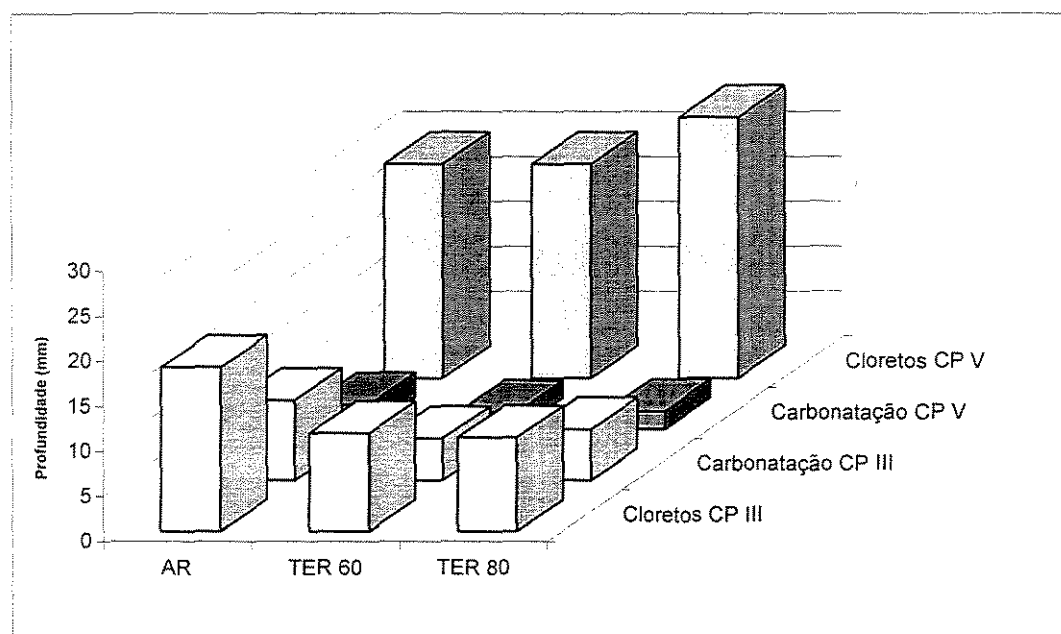


Figura 5.58 – Variação da carbonatação natural após 180 dias com a profundidade de penetração de íons cloreto livres para os concretos de CP V-ARI e CP III.

Quanto ao ataque de íons agressivos, o meio de transporte que envolve o ingresso de íons cloreto e de dióxido de carbono é a difusão, que é dependente, além das condições de

internas (concentração química), da estrutura porosa, principalmente capilaridade. Assim, quanto menor a capilaridade, mais difícil será a penetração desses agentes agressivos externos e, então, menor o coeficiente de difusão. Nos resultados obtidos para a carbonatação, a influência da porosidade capilar tornou-se evidente. Os concretos que apresentaram piores resultados de absorção capilar (maior capilaridade), apresentaram também os maiores valores de carbonatação e de penetração de íons cloreto.

Se os concretos com cimento CP III apresentaram, após 90 dias, os melhores resultados de absorção capilar (com exceção da cura ao ar), explicando o melhor desempenho frente ao ingresso de íons cloreto, por quê, para a carbonatação, que é dependente do mesmo fator físico (a porosidade) e do mesmo mecanismo de transporte (a difusão), os resultados foram piores para o concreto feito com esse tipo de cimento? A resposta é que, além do processo físico, as condições químicas têm grande influência na carbonatação do concreto.

Nos concretos com CP III, a quantidade de álcali no cimento é maior, e a quantidade de hidróxido de cálcio (CH) é menor, conseqüentemente na carbonatação, há formação de grande quantidade de hidróxido (OH⁻). Com a elevação da quantidade de hidróxido, há uma queda no pH da solução tornando o CH naturalmente mais suscetível à carbonatação.

Em idades avançadas (acima de 90 dias), o bom desempenho da cura térmica frente à carbonatação nos concretos com CP III se deve ao fato de que a cura térmica age com ativador da escória, transformando-a mais rapidamente em C-S-H. Nas primeiras idades, ainda há grande quantidade de água nos poros, então a difusão do CO₂ é mais lenta nos concretos curados em água. Em idades avançadas, a umidade interna é pequena nos concretos curados termicamente, tornando o mecanismo de difusão mais difícil.

A reação de carbonatação, pela formação de CaCO₃, pode agir benéficamente, ajudando a diminuir a porosidade capilar (colmatação dos poros) e, conseqüentemente, o desempenho frente a íons cloreto. Esse fenômeno pôde ser observado pela *micrografia 15* que mostra, em uma amostra submetida ao ensaio acelerado de penetração de íons cloreto, a presença de carbonatos de cálcio.

Com relação a esse tipo de agente agressivo, os melhores resultados obtidos pelos concretos de CP III, se devem muito mais à capacidade da redução da penetração de íons cloreto pela ação do refinamento dos poros proporcionado pela escória, do que qualquer alteração química da hidratação. Claro que, embora os resultados de penetração de íons cloreto sejam menores para os concretos com CP III, facilmente justificado pela melhor estrutura porosa (capilar), deve-se levar em consideração a quantidade superior de aluminatos presentes nos cimentos com elevado teor de escória, assim justificando o melhor desempenho da cura ao ar dos concretos CP III em relação ao CP V-ARI, mesmo que os primeiros tenham fornecido os maiores valores de absorção. Embora por conter menor quantidade de C_3A (por ter menos clínquer em relação a massa total de cimento), os cimentos com elevado teor de escória apresentam quantidades consideráveis de Al_2O_3 , e os aluminatos por serem agentes fixadores de íons cloreto, irão reagir com os íons cloreto livres e formar os cloroaluminatos, diminuindo a quantidade de íons cloreto livres que poderiam atingir a armadura, e, em condições específicas, iniciar a corrosão.

5.5 – Microscopia Eletrônica de Varredura

A microscopia eletrônica de varredura foi usada como ferramenta auxiliar para observar a microestrutura no que diz respeito à formação dos compostos hidratados, dos concretos fabricados com os dois tipos de cimento, quando submetidos aos diversos tipos de cura e aos ataques acelerados de carbonatação e de penetração de íons cloreto. As observações foram feitas em imagens formadas por elétrons secundários (SE) em magnitudes que variaram de 800 a 20.000 vezes. O EDS, que forneceu a composição química do elemento puntualmente, foi usado para auxiliar na identificação dos compostos.

Os principais produtos do clínquer, presentes em maior quantidade no CP V-ARI, são a fase C-S-H e o hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$ – CH), enquanto que os principais produtos de hidratação da escória são o C-S-H, mais rico em *Mg* e *Al* e com relações *Ca/Si* diferentes dos silicatos de cálcio hidratado formados na hidratação do clínquer, a fase monosulfoaluminato

(AFm) e aluminatos (C-A-H), devido à quantidade de aluminatos presentes na composição da escória e à fase hidrotalcita (constituída, entre outros, de *Mg*, *Al*, e *Fe*). Assim, para os concretos com CP III é natural encontrar tanto os compostos formados pela hidratação do clínquer, quanto da escória.

Em relação às amostras curadas termicamente, de acordo com SILVA (1998), a temperatura de cura, não influencia significativamente a composição dos compostos hidratados. Assim, os mesmos compostos identificados em pastas curadas à temperatura ambiente são esperados ser identificados para a cura térmica.

A fase C-S-H apresenta morfologia variada podendo ser do tipo I (fibroso) e II (favos de mel), ambos encontrados nas primeiras idades; os tipos III e IV (maciço) são encontrados em idades mais avançadas. Em cimentos com escória, a morfologia do C-S-H pode ainda variar de fibroso a uma morfologia folicular (TAYLOR, 1992). A influência da temperatura de cura não modificou a textura do C-S-H, e estes resultados corroboram com os apresentados por CAMARINI (1995) e SILVA (1998). As Figuras 5.59 e 5.60 apresentam a morfologia do C-S-H encontrado em um concreto produzido com cimento CP V-ARI e CP III, respectivamente.



Figura 5.59 – Micrografia 1 – C-S-H do tipo IV, presente em uma zona de transição de uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura térmica a 60 °C com 90 dias de idade.

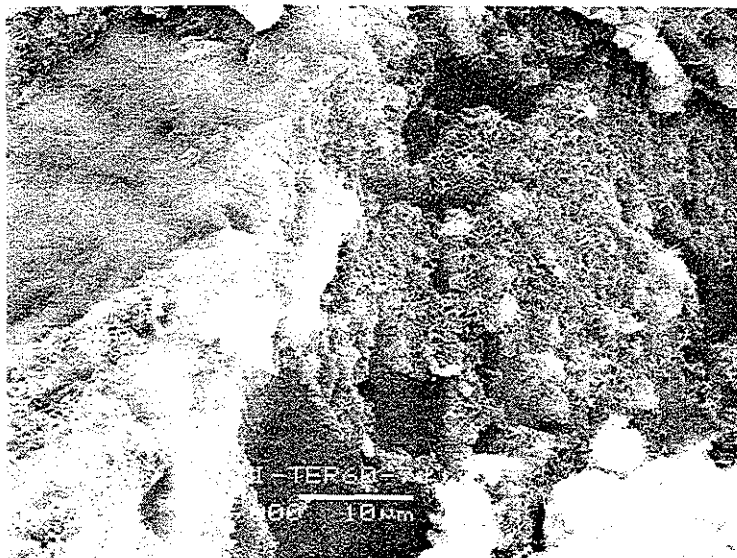


Figura 5.60 – Micrografia 2 – C-S-H do tipo I, presente em uma zona de transição de uma amostra de concreto de CP III e cura térmica a 60 °C com 7 dias de idade.

O hidróxido de cálcio hidratado ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), ou portlandita, ou CH, é o composto que, em geral, se apresenta da forma pura, já que nos outros compostos existem em *fases*. É mais comumente encontrado na hidratação dos cimentos com maiores quantidades de clínquer (caso do CP V-ARI). Apresenta-se na forma de placas hexagonais espessas, que podem estar ou não agrupadas.

A maior quantidade de hidróxido de cálcio formado na hidratação do CP V-ARI é justificada por dois aspectos: a) pela maior quantidade de clínquer neste tipo de cimento; b) pelo consumo do CH pela escória durante a reação de hidratação do cimento CP III (TAYLOR, 1992). As Figuras 5.61 a 5.63 mostram a presença de placas de hidróxido de cálcio em amostras de concretos produzidos com CP V-ARI e curadas por imersão em água (cura normal) ou termicamente na temperatura de 60 °C aos 7 dias de idade.

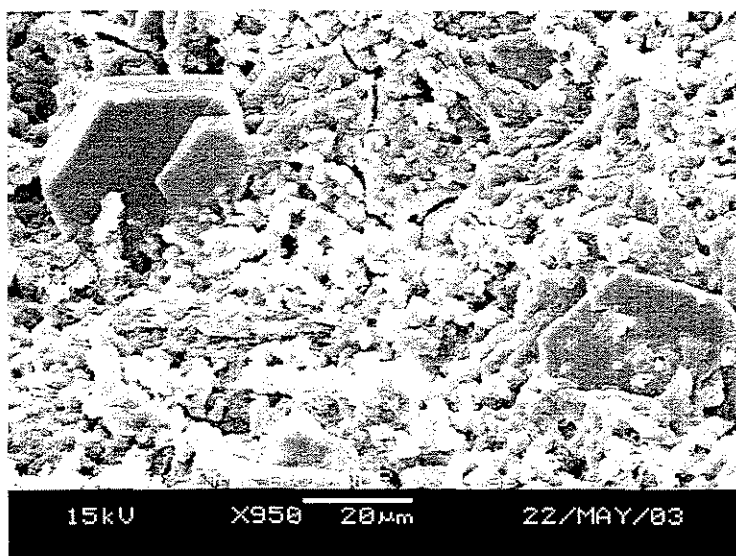


Figura 5.61 – Micrografia 3 – Presença de placas de hidróxido de cálcio (CH) e C-S-H em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura por imersão em água aos 7 dias de idade.

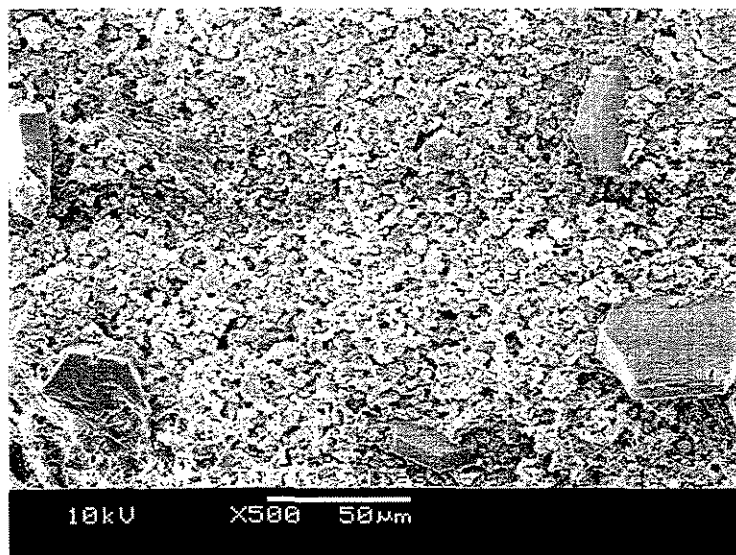


Figura 5.62 – Micrografia 4 – Presença de placas de hidróxido de cálcio (CH) e C-S-H em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura térmica a 60 °C após 7 dias de idade.

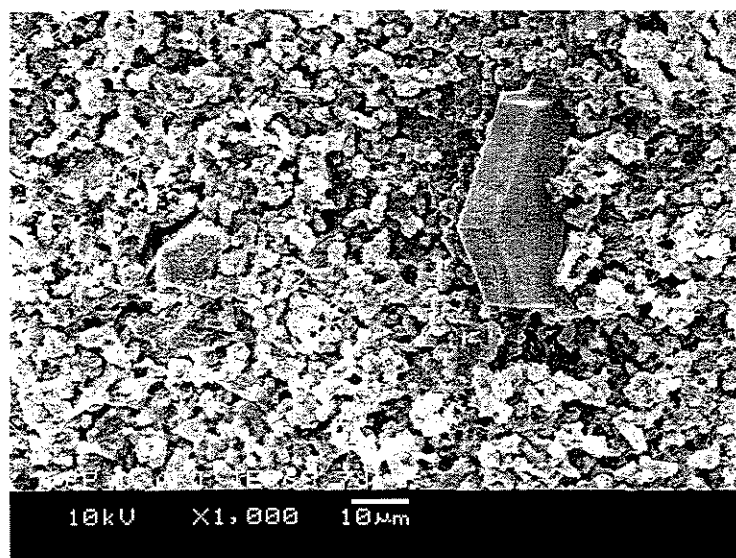


Figura 5.63 – Micrografia 5 – Presença de placas de hidróxido de cálcio (CH) e C-S-H em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura térmica a 60 °C após 7 dias.

A fase AFt – trissulfoaluminato de cálcio hidratado, ou etringita, proveniente da reação dos sulfatos com o composto anidro C_3A , se forma rapidamente nas primeiras idades, mais particularmente nas primeiras horas de hidratação. Sua morfologia é acicular, em forma de agulhas finas e longas. Para a hidratação dos cimentos com escória, a morfologia dessas agulhas depende do teor de escória no cimento, mas são, em geral, mais curtas (REGOURD, 1980).

A presença de agulhas de etringita em idades avançadas (o que não era esperado) foi identificada nos concretos com os dois tipos de cimento, embora nos concretos produzidos com CP V-ARI foram encontradas em pequenas quantidades e em pequenos vazios. Para os concretos de CP III, a sua presença foi mais característica, devido à quantidade de alumina presente na escória; a quantidade de etringita formada foi evidenciada quando as amostras foram submetidas à cura térmica a 80 °C.

A formação de agulhas de etringita para o CP V-ARI e CP III são mostradas nas Figuras 5.64 a 5.67.

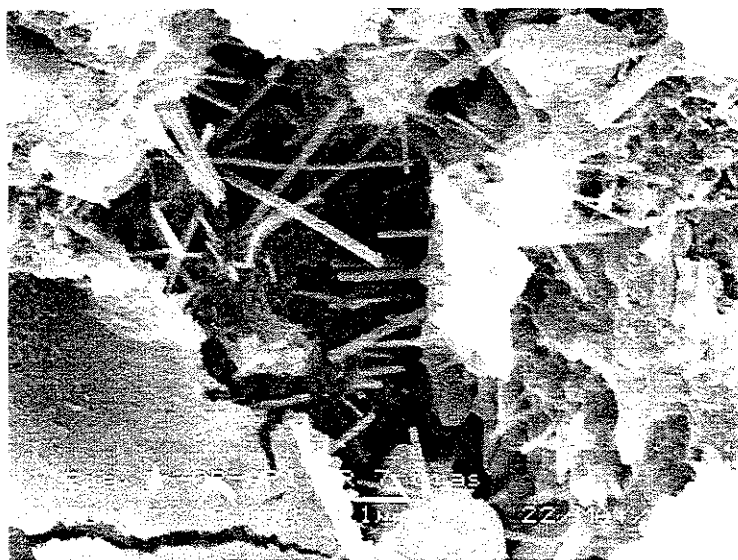


Figura 5.64 – Micrografia 6 – Presença de agulhas de etringita em vazios em uma amostra de concreto de CP V-ARI e cura ao ar após 7 dias.

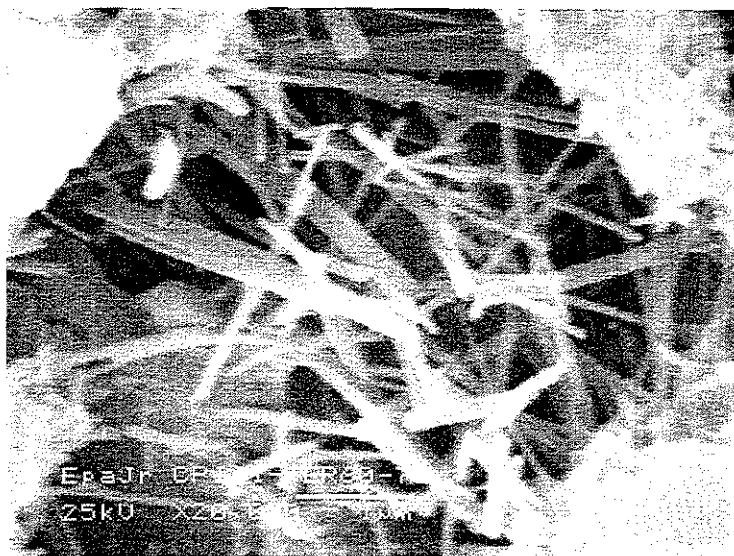


Figura 5.65 – Micrografia 7 – Presença de agulhas de etringita em vazios em uma amostra de concreto de CP III e cura térmica a 60 °C após 7 dias.



Figura 5.66 – Micrografia 8 – Presença de agulhas de etringita em vazios em uma amostra de concreto de CP III e cura térmica a 60 °C após 180 dias.

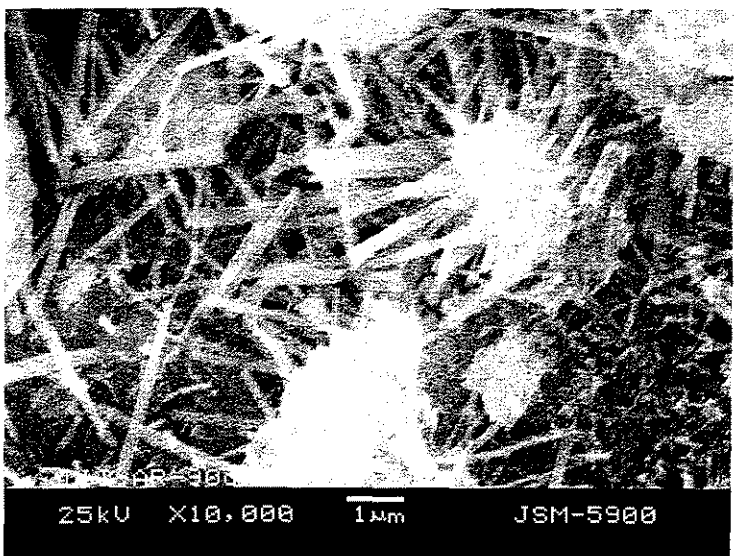


Figura 5.67 – Micrografia 9 – Presença de agulhas curtas de etringita formadas a partir da hidratação da escória em amostra de concreto de CP III e cura ao ar após 7 dias.

A presença da etringita *pode* ser prejudicial à durabilidade, e é relatada como formação de etringita retardada (FER) que pode ser expansiva, dependendo de outras condições (capítulo 3, item 3.3.1.11): sua expansão resulta em fissuração e conseqüente perda de durabilidade de uma estrutura de concreto. Geralmente ocorre em concretos que foram submetidos à cura térmica. Em relação a isso, deve-se ainda se observar os demais fatores necessários para ocorrência da expansão, não podendo os resultados serem conclusivos com base apenas nas imagens de microscopia apresentadas neste trabalho.

A presença de grande quantidade de etringita, em concretos de CP III e curados termicamente a 80 °C foi identificada após 28 dias (Figuras 5.68 e 5.69).



Figura 5.68 – Micrografia 10 – Presença de etringita em uma amostra de concreto de CP III e curada termicamente a 80 °C com 28 dias de idade.

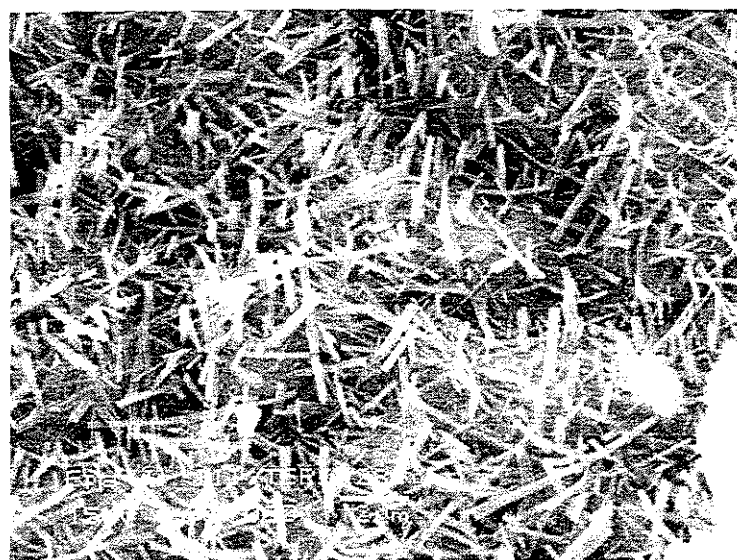


Figura 5.69 – Micrografia 11 – Presença de etringita em uma amostra de concreto de CP III e curada termicamente a 80 °C com 28 dias de idade. – Detalhe da micrografia 10.

Em idades avançadas esse composto dá origem à fase monossulfoaluminato (AFm), em forma de placas hexagonais finas ou de morfologia semelhante à fase C-S-H (Figura 5.70)

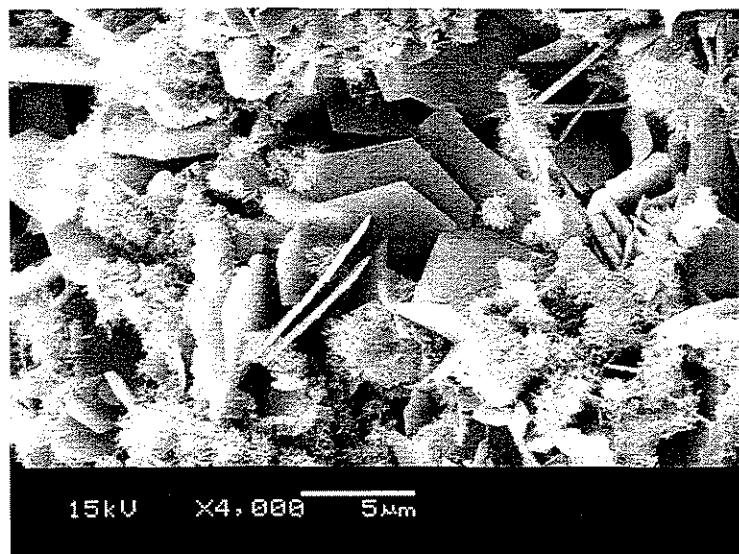


Figura 5.70 – Micrografia 12 – Presença de monossulfato em uma amostra de concreto de CP V-ARI e curada termicamente a 60 °C.

Em amostras curadas termicamente observou-se, ainda, que, em alguns casos, uma camada de compostos hidratados, nesse caso identificado como uma fase C-A-H, se forma ao redor dos grãos, dificultando posteriormente sua hidratação completa (Figura 5.71).



Figura 5.71 – Micrografia 13 – Fase C-A-H formada ao redor dos grãos em amostra de concreto de CP III e curada termicamente a 60 °C após 24 horas.

Nos ensaios acelerados de carbonatação e cloretos foi possível observar a presença de cloretos na estrutura interna de uma amostra de concreto feita com CP V-ARI e a presença de uma estrutura porosa com grande quantidade de carbonato de cálcio, mostrando que a carbonatação pode influenciar na porosidade pela colmatação dos poros e, conseqüentemente, na penetração de íons cloreto (Figuras 5.72 e 5.73).

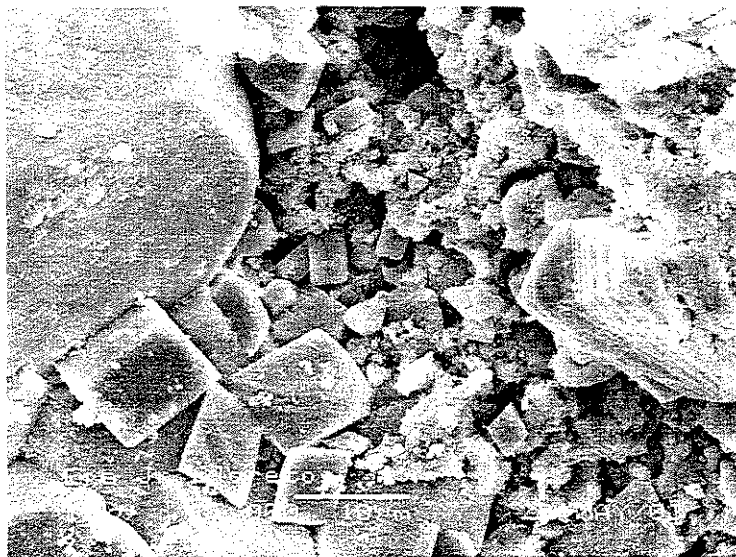


Figura 5.72 – Micrografia 14 – Presença de cloretos em uma amostra de concreto de CP V-ARI (cubos).

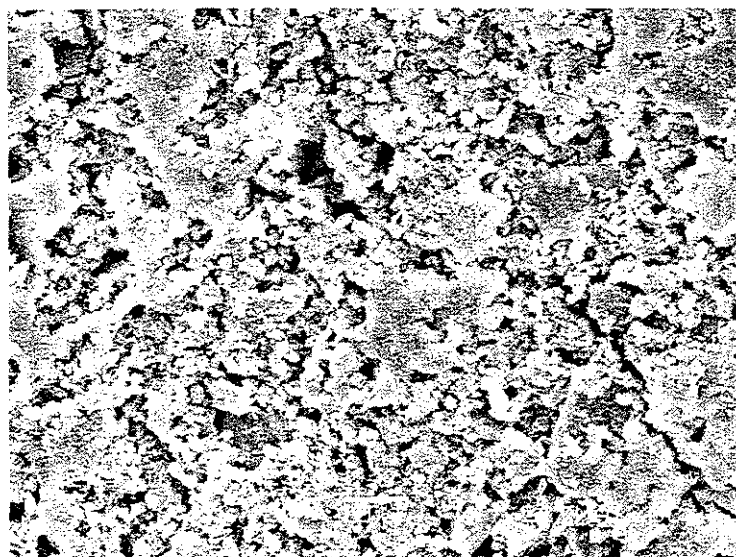


Figura 5.73 – Micrografia 15 – Estrutura porosa, com presença de carbonatos em uma amostra submetida ao ensaio de cloretos.

Esta pesquisa investigou algumas propriedades e a microestrutura de concretos fabricados com cimento Portland com elevado teor de escória (CP III) e com cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), quando estes foram submetidos à cura térmica e também expostos em ambientes agressivos de dióxido de carbono e de solução de cloretos.

Para que a pesquisa fosse levada a bom termo, foi desenvolvida a fase experimental que procurou abranger o maior número de ensaios possível. Neste sentido, determinou-se a influência da cura térmica nas propriedades mecânicas (resistência à compressão axial e a tração por compressão diametral) e na durabilidade, observando-se as propriedades de transferência, por meio de ensaios de permeabilidade, absorção capilar, carbonatação e de penetração de íons cloreto.

Em princípio, a preocupação era usar a técnica de cura térmica como ferramenta para produção do concreto, aliando versatilidade e economia, sem descuidar dos aspectos de durabilidade. No entanto, foram empregados também outros procedimentos de cura, para tornar o estudo mais abrangente, sem, contudo, deixar de levar em consideração enfoque principal que era a cura térmica.

Outra preocupação era tentar aliar o comportamento dos concretos produzidos com CP III, apresentados na literatura, em relação à durabilidade, com a possibilidade de seu emprego em pré-fabricados, aproveitando os resultados de pesquisas anteriores que indicaram que a cura térmica era benéfica para este tipo de cimento.

A partir dos resultados obtidos, foi possível estabelecer uma orientação quanto ao desempenho deste cimento. Para efeito de ter uma base de dados mais ampla, os mesmos ensaios

foram realizados com o cimento CP V-ARI porque é o cimento usualmente empregado na pré-fabricação.

Desta pesquisa experimental foi possível estabelecer as seguintes conclusões.

1 – Observou-se que os métodos de cura empregados produziram variações nas propriedades mecânicas e na durabilidade dos concretos, principalmente no que diz respeito à sua estrutura porosa, havendo uma grande dependência da cura em água, pelo menos até os sete primeiros dias. Neste sentido, a cura ao ar prejudicou sensivelmente os concretos, tanto os feitos com CP V-ARI, quanto os feitos com CP III, sendo esse último, o mais prejudicado.

2 – Nos concretos com CP III, nas primeiras idades, a formação dos compostos hidratados foi muito lenta e o ganho de resistência foi muito pequena. Em relação a isso, a cura térmica mostrou-se muito eficiente para os concretos com CP III. Houve um aumento substancial da resistência mecânica nas primeiras 24 h, e as propriedades observadas para avaliar a sua durabilidade não foram afetadas de forma significativa pelo uso do método. Neste tipo de concreto, as amostras curadas na temperatura de 80 °C apresentaram melhores resultados, tanto mecânico, quanto de durabilidade, do que as amostras curadas na temperatura de 60 °C, demonstrando que a hidratação da escória é dependente de um ativador, que, no caso do cimento com elevado teor de escória (CP III), pode ser a cura térmica.

Já para os concretos feitos com cimento CP V-ARI, que possuem uma grande quantidade de clínquer, as reações são ativadas pelo próprio calor de hidratação do clínquer, não sendo necessária cura térmica para agir como ativador dessas reações. Observando o ganho de resistência nas primeiras horas, e lembrando que o objetivo da cura térmica é o de agilizar o processo industrial, a cura térmica não se mostrou eficaz; e, para os materiais e dosagem utilizados, não se justifica o seu uso nos concretos produzidos com este tipo de cimento. A variação de resistência mecânica foi muito pequena, e o desarranjo microestrutural, ou melhor, a formação desordenada dos compostos causada pela aceleração da hidratação na cura térmica é muito mais prejudicial do que benéfica, visto que as propriedades relacionadas à durabilidade dos

concretos com CP V-ARI foram afetadas pelo uso da cura térmica, principalmente quando foi usada a temperatura de cura de 80 °C.

Com o avanço da idade, o aumento da resistência à compressão não foi proporcional ao crescimento de resistência à tração. A queda registrada na relação resistência tração/compressão se deveu muito mais ao crescimento acentuado da resistência à compressão do que propriamente perda da resistência à tração. Por isso, a relação resistência tração/compressão observada foi mais estável nos concretos com CP III, onde o ganho de resistência foi mais lento, do que nos concretos com CP V-ARI, que adquirem elevadas resistências à compressão.

3 – Quanto à durabilidade, nos concretos com CP III, a quantidade de álcalis no cimento é maior, e a quantidade de hidróxido de cálcio (CH) é menor; conseqüentemente, no mecanismo de carbonatação há formação de grande quantidade de íons hidroxila (OH⁻). Assim, há uma queda no pH da solução tornando o esse cimento mais suscetível à carbonatação.

4 – Os ensaios de permeabilidade ao ar mostraram grande variabilidade nos resultados, que pode ser justificada pelo número de variáveis que influenciam os ensaios (corte das amostras, temperatura ambiente, vedação da amostra no aparelho, grau de saturação da amostra). Os concretos produzidos com CP III forneceram melhores resultados do que os concretos produzidos com CP V-ARI.

5 – Nas idades iniciais, os resultados de absorção capilar para os concretos com CP III foram superiores aos concretos com CP V-ARI, com exceção da cura térmica a 80 °C, mostrando que essa temperatura de cura exerce ação benéfica para este tipo de cimento, agindo como acelerador das reações de hidratação (ativador) do CP III. No caso da cura ao ar, a dependência da água para os concretos com elevado teor escória mostra-se extremamente relevante, e sua ausência é mais prejudicial aos concretos com CP III do que aos concretos com CP V-ARI. Os concretos com cimento CP III apresentaram, após 90 dias, os melhores resultados de absorção capilar, com exceção da cura ao ar.

6 – A cura térmica a 80 °C melhorou os resultados de resistência mecânica, mas prejudicou a porosidade. O desempenho observado na permeabilidade ao ar e na absorção capilar foi melhor para as amostras curadas na temperatura de 60 °C. No entanto, os melhores resultados de resistência à compressão axial e tração por compressão diametral nas amostras curadas termicamente ocorreram para a cura térmica a 80 °C.

7 – Em relação ao ataque de íons agressivos, quanto menor a capilaridade, mais difícil será a penetração desses agentes agressivos externos. Os concretos que apresentaram piores resultados de absorção capilar (maior capilaridade), mostraram os menores valores de penetração de íons cloreto.

8 – Quanto à microestrutura, a presença de agulhas de etringita em idades avançadas (o que não era esperado) foi identificada nos concretos com os dois tipos de cimento, embora nos cimentos com CP V-ARI foram encontradas em pequenas quantidades em pequenos vazios. Para os concretos com CP III a sua presença foi mais característica, principalmente quando as amostras foram submetidas à cura térmica a 80 °C.

9 – Ainda para as amostras curadas termicamente, com a observação da microestrutura pôde-se identificar uma camada de compostos hidratados de baixa permeabilidade que se formam ao redor dos grãos, dificultando posteriormente sua hidratação completa, prejudicando a sua resistência mecânica em idades mais avançadas. Em geral, a morfologia dos produtos de hidratação do cimento CP V-ARI foram similares àqueles encontrados para hidratação do CP III, variando apenas a quantidade de hidratos, que é dependente da quantidade de clínquer presente.

Analisando os aspectos de resistência mecânica e de durabilidade, os concretos produzidos com CP V-ARI apresentaram os melhores resultados de resistência mecânica. Mesmo que nesse tipo de cimento exista uma maior quantidade de clínquer, em idades avançadas, por exemplo, 180 dias, mantendo-se as mesmas condições, esperava-se que os resultados fossem similares. No entanto, até essa idade, os resultados de resistência mecânica obtidos pelos concretos com CP III foram inferiores. Assim, mesmo na idade de 180 dias, a reação de hidratação da escória ainda não havia sido completada.

Quanto aos resultados de durabilidade (absorção capilar, permeabilidade, carbonatação, penetração de íons cloreto livres), no geral, os concretos com CP III mostraram melhores resultados do que os concretos feitos com CP V-ARI.

Para um mesmo tipo de cura, em ambos concretos, houve aumento da carbonatação sem queda de resistência mecânica. Tudo isso demonstra que a durabilidade é dependente de mais do que um simples fator, e envolve o ambiente em que o material está exposto, as condições de cura, o tipo de cimento, etc., confirmando que apenas a resistência mecânica não pode ser tomada como parâmetro de durabilidade do concreto.

Apêndices

-
-
-
-
-

Difração de raios-x para dos cimentos utilizados

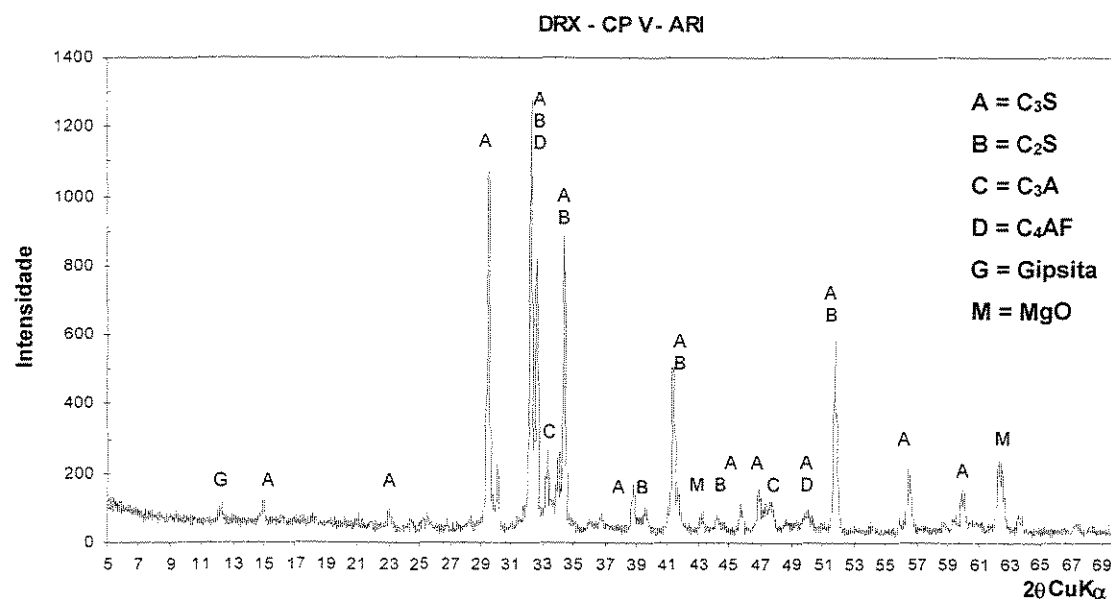


Figura 6.1 - Difração de raio-X – Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V - ARI)

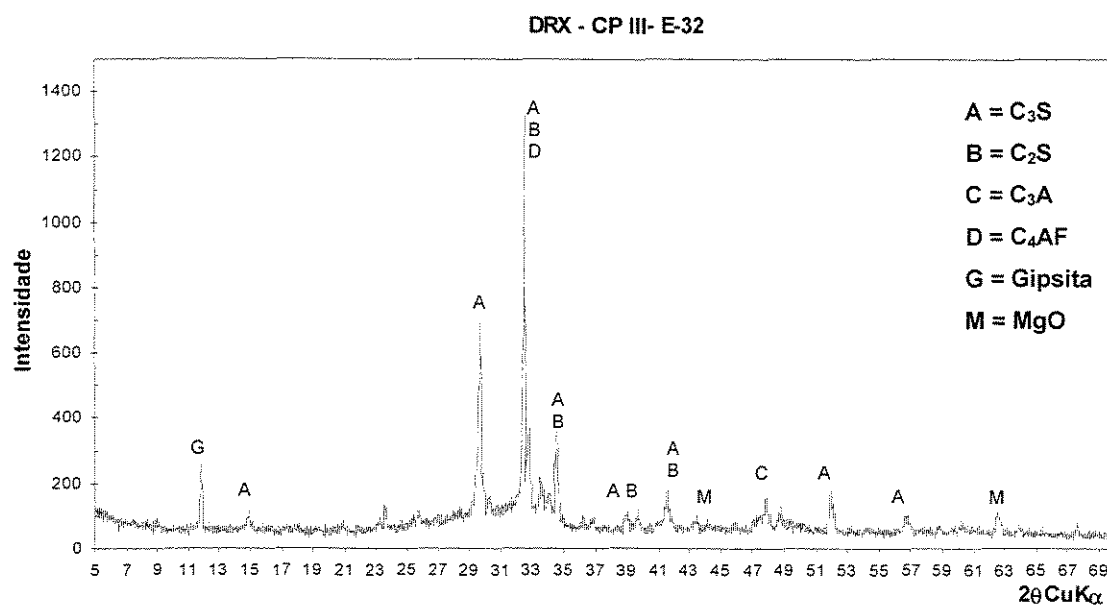
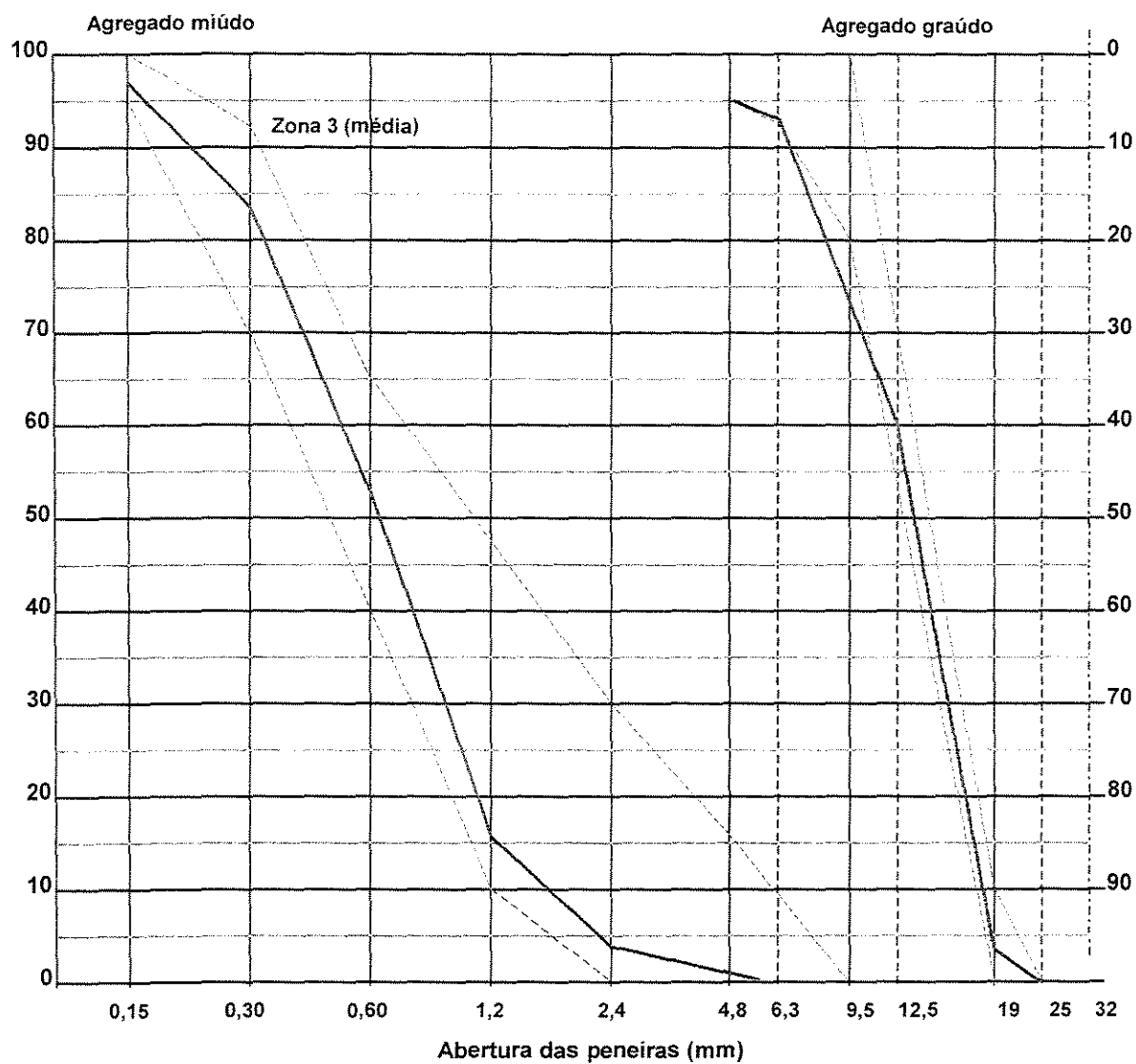


Figura 6.2 – Difração de raio-X – Cimento Portland de alto-forno (CP III-32)

Apêndice II-A

Análise granulométrica e características físicas dos agregados

Abertura das peneiras (mm)	% retida		% retida acumulada	
	agregado miúdo	agregado graúdo	agregado miúdo	agregado graúdo
25,0	---	0,0	---	0,0
19,0	---	4,9	---	4,9
12,5	---	54,5	---	59,4
9,5	---	16,2	---	75,6
6,3	0,0	16,4	0,0	92,6
4,8	1,0	4,1	1,0	96,1
2,4	3,2	---	4,2	96,1
1,2	11,6	---	15,8	96,1
0,6	37,7	---	53,5	96,1
0,3	30,7	---	84,2	96,1
0,15	12,8	---	97,0	96,1
Fundo	3,0	3,9	100	100
Dimensão Máx. Característica (mm)	2,4	19,0		
Módulo de finura	2,56	6,58		
Massa específica (g/cm ³)	2,59	2,98		
Massa específica aparente (g/cm ³)	1,54	1,66		

Curvas granulométricas dos agregados utilizados na pesquisa**Figura 6.3 – Curva granulométrica dos agregados**

Referências

ALTCIN, P.C. Cements of yesterday and today concrete of tomorrow. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 09, p. 1349-1359, jul. 2000

ALDEA, C. M. et al. Effects of curing conditions on properties of concrete using slag replacement. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 09, p. 465-472, jul. 2000

AMERICAN STANDARD FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C403/C403M**: Time of setting of concrete mixtures by penetration resistance – Philadelphia, 1995. 5 p.

ARSLAN, M. The effect of permeable formworks with sucker liners on the physical properties of concrete surfaces. **Construction and Building Materials**, v. 15, n. 04, p. 149 – 156, jun. 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto – procedimentos. Rio de Janeiro, 1994a. 5 p.

_____. **NBR 5739**: Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994b. 4 p.

_____. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado – procedimentos. Rio de Janeiro, 1982.

_____. **NBR 6118**: *Projeto e execução de obras de concreto armado* – Norma em revisão, 2000.

_____. **NBR 7211**: Agregado para concreto – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1983. 4 p.

_____. **NBR 7216**: Amostragem de agregados – procedimentos. Rio de Janeiro, 1987. 5 p.

_____. **NBR 7217**: Agregados: Determinação da composição granulométrica – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1987b. 3 p.

_____. **NBR 7222**: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994c. 3 p.

_____. **NBR 9779**: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por capilaridade – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995. 2 p.

_____. **NBR 10908**: Aditivos para argamassa e concreto – Ensaio de uniformidade. Rio de Janeiro, 1990. 2 p.

_____. **NBR 11780: Aditivos para concreto de cimento Portland. – procedimentos.** Rio de Janeiro. 1992. 2 p.

BALAYSSAC, J-P. **Relations entre performances mecaniques, microestructure et durabilité des bétons.** INSA-UPS Génie Civil, 1992. Tese (doutorado), Toulouse, France.

BANTHIA, N.; MINDESS, S. Water permeability of cement paste. **Cement and Concrete Research**, v. 19, n. 5, p. 727 – 736, sep. 1989.

BAKKER, R. F. M. Initiation period. In: SCHIESSL, P. **Corrosion of steel in concrete.** London, Chapman and Hall: 1988, cap. 3, p. 22 – 25 apud CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas.** 1ª. ed., Goiânia: UFG, São Paulo: Pini, ed. UFG, 1997. 237 p.

BASHEER, L.; KROPP, J.; CLELAND, D. J. Assessment of the durability of concrete from its permeation properties: a review. **Construction and Building Materials**, v. 15, n. 2/3, p. 93 – 103, mar/apr. 2001.

BENSTED, J. – Thaumasite – background and nature in deterioration of cements, mortar and concretes – **Cement & Concrete Composites**, vol. 21, p. 117-121; 1999.

CALLISTER JR. W. D. **Materials Science and Engineering: an introduction.** 5th. ed. New York: John Wiley, 1994. 871 p.

CALLEJA, J. Durability. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 7 th, **Anais...** 1980, v. 1. Paris, 1980.

CAMARINI, G. **Desempenho de misturas: cimento Portland e escória de alto-forno submetidas a cura térmica.** 1995. 252 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

CAMARINI, G. & CINCOTTO, M. A. **Different steam curing conditions effects on compressive strength of slag cement.** In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY IF CONCRETE STRUCTURES, Florianópolis, Brasil, p. 542 – 553, 1996.

CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas.** 1a, ed., Goiânia: UFG, São Paulo: Pini, ed. UFG, 1997. 237 p.

CEUKELAIRE, L.; NIEUWENBURG, D. V. Accelerated carbonation of blast-furnace slag concrete. **Cement and Concrete Research**, vol. 23, p. 442 – 452, 1993.

COELHO, M. A. M. **Contribuição ao estudo da carbonatação e da retração em concretos com elevados teores de escória de alto-forno.** 2002. 180 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

COLLEPARDI, M. **Concrete sulfate attack in a sulfate-free environment**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE. Proceedings second CANMET/ACI International Conference 1999. **Performance and quality of concrete structures**. Gramado, Brazil, 1999, p. 1 –19.

COLLEPARDI, M – A state-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete. **Cement & Concrete Composites**, 25, 2003.

DETWILER, R. J.; KJELSEN, K. O.; GJORV, O. E. Resistance to chloride intrusion of concrete cured at different temperatures. **ACI Materials Journal**, vol. 8, nº 1, january-february, p. 19 – 24, 1991.

DHIR, R. K.; EL-MOHR, M. A. K; DYER, T. D. Chloride binding in GGBS concrete. **Cement and Concrete Research**, vol. 26, nº 12, p. 1767 –1773, 1996.

DIAMOND, S. – Delayed Ettringite Formation - Processes and problems. **Cement and Concrete Composites**, vol. 18, p. 205 –215, 1996.

GEISELER, J.; KOLLO, H.; LANG, E. Influence of blast-furnace cements on durability of concrete structures. **ACI Materials Journal**, vol. 98, nº 03, may-june, p. 252 – 257, 1995.

FU, Y.; BEAUDOIN, J. J. Mechanisms of Delayed Ettringite Formation in Portland Cement Systems. **ACI Materials Journal**, vol. 93, nº 04, july-august, p. 327 – 333, 1996.

FU, Y. *et al.* – Significance of pré-existing cracks on nucleation of secondary ettringite in Steam Cured Past. **Cement and Concrete Research**, vol. 24, p. 1015 – 1024, 1994.

HALL, C. Water sorptivity of mortars and concretes: a review. **Magazine of Concrete Research**, v. 41, n. 147, p. 51 – 61, 1989.

HARTSHORN, S. A; SHARP, J. H.; SWAMY, R. N. – Thaumasite formation in Portland-limestone cement pastes. **Cement and Concrete Research**, vol. 29, nº 5, p. 1331 – 1340; 1999.

HAUSMANN, D. Steel corrosion in concrete . **Materials protection**, v. 6, n. 11, p. 19 – 23, 1967, apud CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. 1a, ed., Goiânia: UFG, São Paulo: Pini, ed. UFG, 1997. 237 p.

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. 1993. 231 p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

HOUST, Y. F.; WITTMANN, F. H. Deph profiles of carbonates formed during natural carbonation. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 12, p. 1923 – 1930, dec. 2002.

HOOTON, R. D.; GEIKER, M. R; BENTZ, E. C. Effects of curing on chloride ingress and implications on service life. **ACI Materials Journal**, p. 201 – 206, march-april, 2002.

ISAIA, G. C. **Efeito de misturas binárias e ternárias de pozolana em concreto de elevado desempenho: um estudo de durabilidade com vistas à corrosão da armadura.** 1995. 280 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

JUCÁ, T. R. P. **Avaliação de cloretos livres em concretos e argamassas de cimento portland pelo método de aspersão de solução de nitrato de prata.** 2002. 142 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

KAZMIERCZAK, C. S.; LINDENMEYER, Z. Comparação entre metodologias utilizadas para a determinação da profundidade de carbonatação em argamassas. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, 3 th. 1996. **Performance and quality of concrete structures.** Florianópolis, jun.1996, p. 402 -413.

KIM, J. K.; MOON, Y. H.; EO, S. H. Compressive strength development of concrete with different curing time and temperature. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n. 12, p. 1761 – 1773, 1998.

KOBAYASHI, K.; SUZUKI, K.; UNO, Y. Carbonation of concrete structures and decomposition of C-S-H. **Cement and Concrete Research**, v. 24, n. 01, p. 55 –61, 1994.

KOBAYASHI, K.; UNO, Y. Influence of Alkali on Carbonation of concrete, part I: preliminary tests with mortar specimens. **Cement and Concrete Research**, v. 19, n. 05, p. 821 – 826, sep. 1989.

LO, Y.; LEE, H. M. Curing effects on carbonation of concrete using a phenolphthalein indicator and Fourier-transform infrared spectroscopy. **Building and Environment**, v. 37, n. 05, p. 507 – 514, may 2002.

LUO, R. *et al.* Study of chloride binding and diffusion in GGBS concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 03, p. 1 – 7, mar. 2003.

MALHOTRA, V. M. Properties of fresh and hardened concrete incorporating ground granulate blast-furnace slag. In: SUPPLEMENTARY CEMENTING MATERIALS FOR CONCRETE. **Proceedings.** Ottawa. P. 291 – 333, 1987.

MARTINS, A. R. **Efeito da cura térmica e de cimentos com escória granulada de alto-forno na durabilidade do concreto de cobrimento.** 2001. 154 p. Dissertação (Mestrado em Edificações) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

MARTINS, A. R.; MONTICELLI, I.; CAMARINI, G. Carbonatação em concretos submetidos à diferentes procedimentos de cura. In: **43º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO. Anais.** Foz do Iguaçu, Brasil. Agosto, 2001.

MARTYS, N. S; FERRARIS, C. F. Capillary transport in mortars and concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 5, p. 747 – 760, may 1997.

MCCARTIER, W. J.; EZIRIM, H.; EMERSON, M. Absorption of water and chloride into concrete. **Magazine of Concrete Research**, v. 44, n. 158, p. 31 – 37, 1992.

MCDONALD, D. Delayed ettringite formation and heat curing – implications of the work of kelham. **Cement and Concrete Research**, v. 28, n° 12, p. 1827 – 1830, 1998.

MECK, E; SIRIVIVATNANON, V. Field indicator of chloride penetration deph. **Cement and Concrete Research**, *article in press*, 2291, p. 1 – 5, 2003.

MEHTA, P. K. – In: Symposium on durability of concrete - **Third CANMET/ ACI International Conference on Durability of Concrete**, Nice, France, may, 1994.

_____. Proceedings. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, 3 th. **Performance and quality of concrete structures**, Florianópolis, jun.1996.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estruturas, propriedades e materiais**. 1a. ed. São Paulo: Pini, 1994, 573 p.

MEHTA, P. K.; GERWICK JR., B. C. Cracking-corrosion interaction in concrete exposed to marine environment. **Concrete International: design & construction**, v. 4, n. 10, p. 45 – 51, oct. 1982.

MEHTA, P. K.; GERWICK JR., B. C. Concrete in Service of the modern world. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE CONCRETE IN THE SERVICE OF MANKIND**. Dundee, jun. 1996.

MÉTROT; R. Perméamètres de construction simple. **Reveu IFP**, n 10, octobre, 1947, apud YSSORCHE, M. P.; BIGAS, J. P.; OLLIVIER, J. P. Mesure de la perméabilité à l'air des bétons au moyen d'un perméamètre à charge variable. **Materials and Structures**, v. 28, n. 181, p. 401 – 405, aug./sep. 1995.

MIDGLEY, H. G.; ILLSTON, J. M. The penetration of chlorides into hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 14, n. 04, p. 546 – 558, jul., 1984.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 1a. ed. São Paulo: Pini, 1982, 738 p.

NGALA, V. T; PAGE, C. L. Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement paste. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 07. p. 995 – 1007, 1997.

NIELSEN, E. P.; GEIKER, M. R. Chloride diffusion in partially saturates cementitious material. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 03. p. 133 – 138, mar. 2003.

NUNES, F. L. **Influência da dosagem na carbonatação dos concretos**.1998. 214 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Politécnica da Universidade de São Paulo – São Paulo.

OSBORNE, G. J. Durability of Portland blast-furnace slag cement concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 21, p. 11 – 21, 1999.

OLLIVIER, J. P. Durability of concrete. **Boletim Técnico da Universidade de São Paulo**. BT/PCC/192, São Paulo, 1998, 136 p.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Fundamental modeling and experimental investigations of concrete carbonation. **ACI Materials Journal**, v. 88, n. 4, p. 363 – 373, jul/aug. 1991.

PARROTT, L. J. Water absorption of cover concrete. **Materials and Structure**, v. 25, n. 149, p. 284 – 292, jun. 1992.

_____. A Review of Carbonation in Reinforced Concrete. WEXHAM SPRINGS. **Cement and Concrete Association**, 1987, apud NUNES, F. L. **Influência da dosagem na carbonatação dos concretos**. 1998. 214 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Politécnica da Universidade de São Paulo – São Paulo.

REGOURD, M. Structure and behavior of slag Portland cement hydrates. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON THE CHEMISTRY OF CEMENT, 7 th. **Proceedings**, Paris, 1980.

ROSEMBERG, A.; HANSSON, C. M.; ANDRADE, C. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. In: SKALNY, J. P. **Materials Science of Concrete I** – Westerville, Ohio, The American Ceramic Society Inc., p. 285 – 313, 1989.

ROY, S. K.; POH, K. B. & NORTHWOOD, D. O. Durability of concrete – accelerated carbonations and weathering studies. **Building and Environment**, v. 34, n. 05, p. 597 – 606, sep. 1999.

SANJUÁN, M.A.; DEL OLMO, C. Carbonation resistance of in industrial mortar used as a concrete coating. **Buiding and Environment**, v. 36, n. 08, p. 949 – 953, oct. 2001.

SCHIESSI, P. Durability of reinforced concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 10, n. 5, p. 289 – 295, jul. 1996.

SHUTTER, G. D. Hydration and temperature development of concrete made with blast-furnace slag cement. **Cement and Concrete Composites**, vol. 29, p. 143 – 149. 1999.

SILVA, M. G. **Influência da cura térmica em pastas e argamassas de cimento de escória**. 1998. 232 p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SURYAVANSHI, A. K; SWAMY, N. R. Stability of Friedel's Salt in carbonated concrete structural elements. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n. 5, p. 729 – 741, mar. 1996.

SURYAVANSHI, A. K.; SCANTLEBURY, J. D.; LYON, S. B. Pore size distribution of OPC & SRPC mortars in presence of chlorides. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 5, p. 980 – 988, jul. 1995.

TAN, K.; GJORV, O. E. Performance of concrete under different curing conditions. **Cement and Concrete Research**, v. 26, n° 3, p. 355 – 361, 1996.

TAYLOR, H. F. W. **Cement Chemistry**. Second edition, London: Academic Press, 1992, 475 p.

TAYLOR, H. F. W.; FAMY, C.; SCRIVENER, K. L. – Delayed ettringite formation. **Cement and Concrete Research**, v. 31, p. 683 – 693, 2001.

THANGAVEL, K.; RENGASWAMY, N. S. Relationship between chloride/hydroxide ratio and corrosion rate of steel in concrete. **Cement and Concrete Composite**, v. 20, p. 283 – 292, aug. 1998.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm, Swedish Cement and Concrete and Concrete. Research Institute, 1982 apud CASCUDO, O. **O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. 1a, ed., Goiânia: UFG, São Paulo: Pini, ed. UFG, 1997. 237 p.

VENUAT, M. – Relationship between carbonation and the corrosion of reinforcement – Recerces **CEFRACOR-77**, JTBT, oct. 1977 apud ROSEMBERG, A.; HANSSON, C. M.; ANDRADE, C. Mechanisms of corrosion of steel in concrete. In: SKALNY, J. P. **Materials Science of Concrete I** – Westerville, Ohio, The American Ceramic Society Inc., 1989, p. 285 – 313.

YANG, R. et al – Delayed ettringite formation in heat-cured Portland cement mortars. **Cement and Concrete Research**, v. 29, p. 17 – 25, 1999.

YSSORCHE, M. P.; BIGAS, J. P.; OLLIVIER, J. P. Mesure de la perméabilité à l'air des bétons au moyen d'un perméamètre à charge variable. **Materials and Structures**, v. 28, n. 181, p. 401 – 405, aug/sep. 1995.

WANG, S. et al. Alkali-activated slag cement and concrete: a review of properties and problems. **Advances in Cement Research**, vol. 7, n° 27, p. 93 – 102, jul. 1995.

XIAL, J. *et al.* Experimental study on strength and ductility of carbonated concrete elements. **Construction and Building Materials**, v. 16, n. 03, p. 187 – 192; apr. 2002.

ZHANG, Z; OLEK, J.; DIAMOND, S. – Studies on delayed ettringite formation in heat-cured mortars II – Characteristics of cement that may be susceptible to DEF. **Cement and Concrete Research**, v. 32, p. 1737 – 1742; 2002.