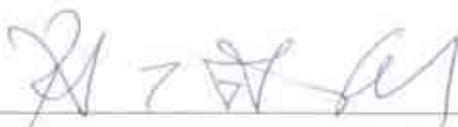


VARIAÇÕES DIMENSIONAIS EM CONCRETOS DE ALTO DESEMPENHO  
CONTENDO ADITIVO REDUTOR DE RETRAÇÃO

Eugênia Fonseca da Silva

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



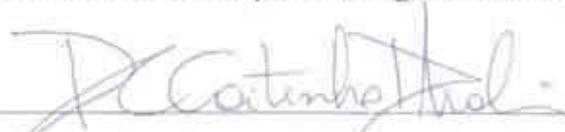
Prof. Romildo Dias Toledo Filho, D.Sc.



Prof. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn, Dr. Ing.



Profa. Lídia Conceição Domingues Shehata, Ph.D.



Profa. Denise Carpena Coitinho Dal Molin, Dr.Eng.



Profa. Moema Ribas Silva, Dr. Ing.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

DEZEMBRO DE 2007

SILVA, EUGÊNIA FONSECA

Variações dimensionais em concretos de alto desempenho contendo aditivo redutor de retração. [Rio de Janeiro] 2007.

XXVI, 332p. 29,7cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2007).

Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Retração autógena;
2. Aditivo redutor de retração;
3. Concreto de alto desempenho;
4. Reologia.

I. COPPE/UFRJ      II. Título (série)

Para meu marido Sami, meus filhos Júlia,  
Mariana e Antônio e meu neto Davi

Eu bem que gostaria de ser sábio,  
Nos velhos livros se encontra o que é sabedoria:  
Manter-se afastado da luta do mundo e a vida breve  
Levar sem medo  
E passar sem violência  
Pagar o mal com o bem  
Não satisfazer os desejos, mas esquecê-los.  
Isso é ser sábio.  
Nada disso eu sei fazer.

**Bertolt Brecht**

# AGRADECIMENTOS

Ao Divino pelo milagre da vida.

Aos meus pais pelo amor incondicional e por quase tudo o que sou.

Ao Sami, meu amor, meu companheiro, pelo incentivo, pelo apoio, pelo caráter, pela postura e atitude na vida.

À minha filha Júlia por existir.

Aos meus filhos do coração, Antônio e Mariana, pela amorosidade, pelo lúdico, pela travessura.

Aos meus irmãos pela união.

Ao meu neto Davi, pela renovação.

À minha amiga Anne Neire pela minha vinda para COPPE e por tantas outras coisas mais.

Ao Romildo por seus ensinamentos e também pela eficiência, rapidez, objetividade, simplificação, organização e alegria.

Ao Dudu, por seus ensinamentos e também pelo desapego, ausência de medo, renúncia a honrarias, pela sintonia e por lembrar-me do aqui e agora.

Aos meus amigos de estudo, a ajuda grandiosa de cada um para que esse trabalho chegasse até aqui (embora só leve o meu nome) e por me lembrarem de outras coisas:

ao Adcleides pela imensa generosidade!

à Ana Maria pela beleza dentro e fora e pela discrição,

ao Carlos Eduardo pela perseverança, determinação,

ao Carlos Frederico pelo compartilhamento constante,

à Cintia pela transparência, pela organização

Ao Ederli, pela pureza e literalmente pela força de trabalho,

ao Emerson pela gentileza,

ao Flávio Silva pelo humor fino,

ao Gadea por me lembrar que a pesquisa tem fim,

ao Guilherme pela confiança, pela sensibilidade, pelo acesso ao coração,

à Janine pela empatia e pela espontaneidade e sinceridade,  
ao Jonylson pela amabilidade,  
ao João pela simplicidade,  
ao Luís pela coragem,  
à Maíra pela doçura com que me acolheu nessa cidade,  
ao Maurício por sua entrega genuína,  
ao Miguel pela serenidade, mansidão e humildade. Por sua sabedoria,  
à Margarete pela cordialidade,  
a Norma pela delicadeza,  
à Reila pelo incomensurável altruísmo!  
ao Silvosos pela brincadeira,  
à Tatiana, pela brandura e bondade,  
ao Tiago pelo cuidado, pelo zelo,  
à Vivian pela decência, pelo ordeirismo,  
ao Walber pela quietude,  
ao Yuri pelo afeto.

Às secretárias, Sandra e Luzidele, pela amizade e presteza em me ajudar. À técnica Rosângela pela austeridade, Bruna pela autenticidade. Às estagiárias Patrícia, Thaís, Helena pela graciosidade e viço.

Aos técnicos do LABEST Flávio Sarkis, Arnaldo, Manoel, Anísio, Zé Maria, Júlio, Santiago, Luís e Hostiano, em especial ao Clodoaldo e Flávio Costa, sem os quais não conseguiria fazer essa pesquisa.

Aos fornecedores cimento Ciminas, Elkem Materiais South America Ltda, Mineiração Brita Brás, BASF Chemicals, Sika Construção S.A., pela doação dos materiais dessa pesquisa.

À UnB pelo afastamento concedido para minha capacitação.

Ao CNPq pelo apoio financeiro, à ANEEL e FURNAS Centrais Elétricas S.A. pela realização de projeto de P&D dentro do qual se enquadra o presente trabalho. Também ao pesquisador Elcio Antônio Guerra da COPPETC e aos técnicos José Bonifácio Balthazar e Ademir José da Costa, do Laboratório de Concreto de FURNAS Centrais Elétricas S.A., pela colaboração na realização dos ensaios térmicos executados no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

VARIAÇÕES DIMENSIONAIS EM CONCRETOS DE ALTO DESEMPENHO  
CONTENDO ADITIVO REDUTOR DE RETRAÇÃO

Eugênia Fonseca da Silva

Dezembro/2007

Orientadores: Romildo Dias Tolêdo Filho  
Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

Programa: Engenharia Civil

Esta pesquisa trata do estudo experimental do efeito do aditivo redutor de retração (ARR) na retração autógena livre de concretos de alto desempenho (CAD). Para embasar o estudo, foi proposta uma classificação e terminologia para as variações volumétricas que podem ocorrer nos sistemas cimentícios, com ênfase na retração autógena. A classificação baseia-se em conceitos termodinâmicos, precisando os fenômenos numa escala de tempo e de tamanho. Desenvolveram-se estudos de propriedades reológicas, mecânicas, elásticas e térmicas, além da determinação da retração por secagem e da redução da umidade relativa dos concretos. O resultado do ensaio de patamar de percolação, usando o método de velocidade de pulso ultra-sônico, delimitou o início da determinação experimental da retração autógena. Os três principais mecanismos geradores da retração autógena (depressão capilar, tensão de superfície e pressão de disjunção) são apresentados e, mediante os resultados experimentais, é apontado o mecanismo preponderante. Os resultados mostram que o ARR, em um teor de 2%, em relação à massa de cimento, reduziu pela metade a retração autógena dos concretos, com 1 e 3 dias de idade, sem afetar o módulo de elasticidade e sem redução expressiva nas resistências à compressão e à tração direta (até 10%). Além disso, a adição de 2% de ARR melhorou a reologia dos concretos frescos, retardou a hidratação, reduziu a retração por secagem em 30 a 40%, com 1 e 3 dias, e não influenciou substancialmente as propriedades térmicas dos concretos.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

DIMENSIONAL CHANGES ON HIGH PERFORMANCE CONCRETES WITH  
SHRINKAGE REDUCING ADMIXTURE

Eugênia Fonseca da Silva

December/2007

Advisors: Romildo Dias Tolêdo Filho  
Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

Department: Civil Engineering

This research deals with the experimental study of shrinkage reducing admixture (SRA) effect on autogenous shrinkage of high performance concrete (HPC). To support this study, it was proposed a terminology and a classification for the volumetric changes that can occur on cementitious systems, with focus on autogenous shrinkage. Classification is based on thermodynamic concepts, specifying the phenomena on a time and size scales. Studies were carried out to investigate the effect of SRA on rheological, mechanic, elastic and thermal properties of HPC. Also drying shrinkage and reduction of relative humidity were determined. Results of threshold using ultrasonic pulse velocity technique delimited the beginning of autogenous shrinkage measurement. The three principal mechanisms to understand the driving forces behind autogenous shrinkage (capillary depression, surface tension and disjoining pressure) are presented and, according to experimental studies, is pointed out the preponderant mechanism. The results show that SRA, with a dosage of 2% related to cement content, reduced to half the autogenous shrinkage in comparison to reference concretes with 1 and 3 days, with no effect on elasticity modulus and without significant decrease on compressive strength and tensile strength (up to 10%). In addition, SRA improved concrete rheology, reduced drying shrinkage (20-30%) and had no significant effect on thermal properties.

# SUMÁRIO

---

---

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>XIII</b>
<b>LISTA DE TABELAS.....</b>	<b>XXI</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES .....</b>	<b>XXIV</b>
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1 ABRANGÊNCIA DO TEMA E SUA IMPORTÂNCIA .....	1
1.2 MOTIVAÇÃO PARA REALIZAÇÃO DA PESQUISA .....	3
1.3 OBJETIVOS .....	4
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO .....	5
<b>2 A TRANSIÇÃO DE SUSPENSÃO PARA SÓLIDO POROSO.....</b>	<b>7</b>
2.1 PEGA E O ENDURECIMENTO - A TERMINOLOGIA USUAL.....	7
2.2 A IMPORTÂNCIA DA DETERMINAÇÃO DA TRANSIÇÃO SUSPENSÃO-SÓLIDO .....	8
2.3 PATAMAR DE PERCOLAÇÃO - A TERMINOLOGIA ADOTADA NESTE TRABALHO.....	9
2.4 OS MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DA TRANSIÇÃO SUSPENSÃO-SÓLIDO .....	11
2.4.1 <i>Penetração mecânica</i> .....	12
2.4.2 <i>Curva calorimétrica</i> .....	13
2.4.3 <i>Pulso ultra-sônico</i> .....	14
2.5 EVOLUÇÃO DA POROSIDADE DA PASTA DE CIMENTO DURANTE A HIDRATAÇÃO .....	17
2.6 ESTADO DA ÁGUA DENTRO DA PASTA DE CIMENTO .....	18
2.6.1 <i>Água quimicamente ligada</i> .....	19
2.6.2 <i>Água adsorvida</i> .....	20
2.6.3 <i>Água capilar</i> .....	21
2.6.4 <i>Água livre</i> .....	21
<b>3 RETRAÇÃO AUTÓGENA – ESTADO DA ARTE.....</b>	<b>23</b>
3.1 MECANISMOS DA RETRAÇÃO POR SECAGEM E RETRAÇÃO AUTÓGENA.....	23
3.1.1 <i>O mecanismo da variação da depressão capilar</i> .....	24
3.1.2 <i>O mecanismo da variação da tensão de superfície ou energia de superfície de partículas coloidais</i> .....	27
3.1.3 <i>O mecanismo da variação da pressão de disjunção</i> .....	30
3.1.4 <i>O mecanismo responsável pela autodessecação</i> .....	32
3.2 MEDIDA DA UMIDADE RELATIVA INTERNA .....	34
3.3 SUPERPOSIÇÃO DE EFEITOS (EXPANSÃO E RETRAÇÃO AUTÓGENA).....	36
3.4 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RETRAÇÃO AUTÓGENA.....	36
3.4.1 <i>A relação água/ material cimentante</i> .....	37
3.4.2 <i>A natureza do material cimentante</i> .....	38
3.5 DETERMINAÇÃO DA RETRAÇÃO AUTÓGENA .....	39
3.5.1 <i>Determinação em pasta</i> .....	40
3.5.1.1 <i>Determinação volumétrica em pasta</i> .....	40
3.5.1.2 <i>Determinação unidirecional em pasta</i> .....	41
3.5.1.3 <i>Comparação de resultados em pasta (volumétrico e linear)</i> .....	41

3.5.2	<i>Determinação em concreto</i> .....	42
3.5.2.1	Determinação unidirecional vertical.....	43
3.5.2.2	Determinação unidirecional horizontal .....	43
3.6	SOLUÇÕES PARA REDUÇÃO DA RETRAÇÃO AUTÓGENA .....	46
3.7	O ADITIVO REDUTOR DE RETRAÇÃO (ARR).....	49
3.7.1	<i>Mecanismo</i> .....	50
3.7.2	<i>Dosagem</i> .....	50
3.7.3	<i>Efeitos do ARR na redução da tensão superficial</i> .....	51
3.7.4	<i>Efeito nas propriedades de pasta, argamassa e concreto</i> .....	52
3.7.4.1	Abatimento e teor de ar .....	52
3.7.4.2	Tempo de pega .....	52
3.7.4.3	Resistência à compressão .....	53
3.7.4.4	Retração por secagem.....	53
3.7.4.5	Retração autógena .....	55
3.7.4.6	Umidade relativa interna .....	55
3.7.4.7	Fissura por retração térmica .....	57
3.7.4.8	Outros efeitos .....	57
3.8	A CONTRIBUIÇÃO DESTA PESQUISA .....	57
<b>4</b>	<b>VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS NOS SISTEMAS CIMENTÍCIOS: CLASSIFICAÇÃO...</b>	<b>60</b>
4.1	TERMINOLOGIAS E CLASSIFICAÇÕES DA LITERATURA TÉCNICA.....	60
4.2	A CLASSIFICAÇÃO E A TERMINOLOGIA SUGERIDAS NESTE TRABALHO .....	69
4.2.1	<i>Considerando conceitos da termodinâmica</i> .....	69
4.2.2	<i>Considerando escala de tamanho</i> .....	74
4.2.3	<i>Considerando escala de tempo</i> .....	76
4.3	AS DEFORMAÇÕES AUTÓGENAS .....	80
4.3.1	<i>Volumétricas químicas (devido ao balanço volumétrico das reações de hidratação)</i> .....	80
4.3.1.1	Contração Le Chatelier.....	80
4.3.1.2	Retração autógena .....	83
4.3.1.3	Expansão inicial .....	87
4.3.1.4	Modelo de hidratação multiescala para as deformações volumétricas químicas das reações de hidratação 91	
4.3.2	<i>Deformação térmica (calor da reação de hidratação)</i> .....	94
4.3.3	<i>Expansivas de degradação (devido a agentes internos)</i> .....	95
4.4	AS DEFORMAÇÕES NÃO AUTÓGENAS.....	95
4.5	FLUXOGRAMAS DAS DEFORMAÇÕES AUTÓGENAS E NÃO AUTÓGENAS.....	96
<b>5</b>	<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	<b>100</b>
5.1	MATERIAIS CONSTITUINTES E ENSAIOS .....	102
5.1.1	<i>Cimento</i> .....	102
5.1.2	<i>Sílica ativa</i> .....	104
5.1.3	<i>Agregado miúdo</i> .....	105
5.1.4	<i>Agregado graúdo</i> .....	108
5.1.5	<i>Aditivo</i> .....	110
5.1.5.1	Aditivo Superplastificante.....	110
5.1.5.2	Aditivo redutor de retração (ARR).....	111
5.1.6	<i>Água</i> .....	112
5.2	FABRICAÇÃO DOS CONCRETOS .....	112
5.2.1	<i>Parâmetro balizador</i> .....	112
5.2.2	<i>A fabricação dos concretos de referência</i> .....	113
5.2.3	<i>A fabricação dos concretos contendo ARR</i> .....	114
5.2.4	<i>Parâmetros reológicos</i> .....	114
5.2.5	<i>Nomenclatura dos concretos</i> .....	114
5.2.6	<i>Constituintes e parâmetros de mistura</i> .....	115
5.2.7	<i>Relação líquido/materiais cimentícios - (a+ARR)/(c+sa)</i> .....	115
5.2.8	<i>Procedimentos de mistura e vibração</i> .....	116
5.3	O USO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL BETONLAB PRO2 <sup>®</sup> PARA COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS .....	119
5.3.1	<i>O modelo de empacotamento compressível</i> .....	119
5.3.2	<i>O programa computacional Betonlab pro2<sup>®</sup></i> .....	120
5.3.3	<i>Ensaio adicionais para o programa betonlab pro2<sup>®</sup></i> .....	121
5.3.3.1	Ensaio de compacidade .....	122

a)	em materiais finos.....	122
b)	em agregados.....	125
5.3.3.2	Ensaio de ponto de saturação e de compatibilidade.....	127
a)	Cimento e superplastificante.....	129
b)	Sílica ativa e superplastificante.....	129
c)	Cimento, superplastificante e sílica ativa (10%).....	130
d)	Cimento, superplastificante, sílica ativa (10%) e ARR (1%).....	131
e)	Cimento, superplastificante, sílica ativa (10%) e ARR (2%).....	131
5.3.4	Ensaio para determinação dos parâmetros “p” e “q”.....	132
5.4	PROPRIEDADES DO CONCRETO FRESCO.....	133
5.4.1	Determinação da tensão de escoamento e da viscosidade plástica.....	135
5.4.1.1	O reômetro BTRHEOM.....	135
5.4.1.2	Etapas do ensaio para determinação das propriedades reológicas.....	137
5.4.2	Determinação do abatimento pelo cone de Abrams.....	144
5.4.3	Determinação do teor de ar.....	144
5.4.4	Determinação do patamar de percolação pelo método do pulso ultra-sônico.....	146
5.4.5	Determinação do patamar de percolação pelo método da evolução da temperatura.....	148
5.5	RETRAÇÃO AUTÓGENA.....	149
5.5.1	Condições experimentais.....	150
5.5.2	Varição do comprimento do corpo-de-prova antes de remover o molde.....	152
5.5.3	Varição do comprimento do corpo-de-prova após a desmoldagem.....	154
5.5.4	O cálculo para determinação da retração autógena.....	155
5.6	UMIDADE RELATIVA INTERNA.....	157
5.7	RETRAÇÃO POR SECAGEM.....	160
5.8	PROPRIEDADES MECÂNICAS E ELÁSTICAS.....	162
5.8.1	Resistência à compressão e curva tensão-deformação.....	162
5.8.2	Resistência à tração direta e curva tensão-deformação.....	164
5.8.3	Tração por compressão diametral.....	169
5.9	PROPRIEDADES TÉRMICAS.....	170
5.9.1	Elevação adiabática da temperatura.....	170
5.9.2	Calor específico.....	173
5.9.3	Difusividade térmica.....	176
5.9.4	Coefficiente de expansão térmica.....	178
<b>6</b>	<b>RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO.....</b>	<b>182</b>
6.1	PROPRIEDADES REOLÓGICAS.....	183
6.1.1	Concretos C80.....	185
6.1.1.1	Modelo de Bingham.....	188
6.1.1.2	Modelo de Herschel-Bulkley.....	197
6.1.1.3	Comparação entre o modelo de Bingham e o de Herschel-Bulkley (Bingham modificado).....	204
6.1.2	Concretos C60.....	206
6.1.2.1	Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C60 para t=10 min.....	208
6.1.2.2	Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C60 para t = 50 min.....	210
6.1.2.3	A influência do tempo nas propriedades reológicas dos concretos C60.....	212
6.1.3	Comparação dos resultados reológicos dos concretos C60 e C80.....	213
6.1.3.1	Tensão de escoamento.....	213
6.1.3.2	Viscosidade plástica.....	215
6.2	TEOR DE AR.....	217
6.3	PATAMAR DE PERCOLAÇÃO.....	218
6.3.1	Método ultra-sônico.....	218
6.3.2	Método da curva calorimétrica.....	220
6.3.3	Correlação entre método ultra-sônico e curva calorimétrica.....	223
6.4	RETRAÇÃO AUTÓGENA.....	224
6.4.1	Perda de massa.....	224
6.4.2	Resultados médios.....	225
6.4.3	A expansão inicial observada nos concretos C60 (a/c = 0,45).....	228
6.4.4	A taxa de redução na RA, em função do teor de ARR, nas diversas idades.....	229
6.4.5	Retração autógena relativa aos 28 dias.....	231
6.4.6	A retração autógena e o a/c.....	231
6.4.7	A dificuldade de comparação dos resultados com os de outros pesquisadores.....	233
6.4.8	Equação para estimar a retração autógena em função da idade.....	233
6.4.9	Possíveis erros.....	235

6.4.10	Custo.....	236
6.5	UMIDADE RELATIVA INTERNA.....	236
6.6	RETRAÇÃO POR SECAGEM.....	241
6.6.1	Resultados com 28 dias de cura submersa.....	242
6.6.2	Resultados médios de retração por secagem.....	242
6.6.3	Retração total (autógena + secagem).....	245
6.6.4	Variação de massa.....	246
6.7	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO.....	248
6.7.1	Resultados médios.....	249
6.7.2	Evolução da resistência à compressão em relação à idade de 28 dias.....	252
6.7.3	A resistência à compressão e a superfície de ruptura.....	254
6.8	MÓDULO DE ELASTICIDADE (NA COMPRESSÃO).....	255
6.9	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA (FCT).....	261
6.9.1	Resultados, aos 28 dias, para todos os concretos.....	261
6.9.2	Resultados, em diversas idades, para C80_0.....	264
6.9.2.1	Evolução $f_{ct,i}/f_{ct,28}$ .....	264
6.9.2.2	Relação $f_{ct}/f_c$ .....	267
6.9.3	A relação entre a tração por compressão diametral com a tração direta e com a resistência à compressão, aos 28 dias.....	269
6.9.4	Modo de ruptura.....	271
6.10	MÓDULO DE ELASTICIDADE (NA TRAÇÃO).....	273
6.10.1	Resultados, aos 28 dias, para todos os concretos.....	274
6.10.2	Resultados em idades diversas.....	277
6.11	PROPRIEDADES TÉRMICAS.....	280
6.11.1	Elevação adiabática da temperatura.....	280
6.11.2	Calor específico.....	283
6.11.3	Difusividade térmica.....	285
6.11.4	Coefficiente de dilatação térmica.....	286
6.12	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS E OS TEÓRICOS CALCULADOS PELO PROGRAMA COMPUTACIONAL BETONLAB.....	286
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>292</b>
7.1	SINOPSE E CONCLUSÃO.....	292
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	293
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>296</b>
	<b>APÊNDICE A: RESULTADOS TEÓRICOS DOS CONCRETOS USANDO O PROGRAMA COMPUTACIONAL BETONLAB PRO2®.....</b>	<b>308</b>
	<b>APÊNDICE B: DADOS PARA O CAPÍTULO 6.....</b>	<b>315</b>

## LISTA DE FIGURAS

---

FIGURA 2.1 REPRESENTAÇÃO DOS ESTÁGIOS DESDE A MISTURA DO CIMENTO E A MISTURA COM ÁGUA, PASSANDO PELOS TEMPOS DE PEGA E ENDURECIMENTO.....	8
FIGURA 2.2 REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS NOÇÕES DA TEORIA DA PERCOLAÇÃO SEGUNDO ACKER (1988).....	11
FIGURA 2.3 ILUSTRAÇÃO CONCEITUAL DA EVOLUÇÃO DA TAXA DE CALOR DETERMINADA PARA UMA PASTA DE CIMENTO, DURANTE A HIDRATAÇÃO (MINDESS E YOUNG, 1981). ....	14
FIGURA 2.4 - DISPOSITIVO PARA DETERMINAÇÃO DA PEGA USANDO PULSO ULTRA-SÔNICO, CRIADO POR REINHARDT ET AL. (2000). ....	15
FIGURA 2.5 CURVA VELOCIDADE DO PULSO ULTRA-SÔNICO VERSUS IDADE DA ARGAMASSA (REINHARDT ET AL., 2000). ....	16
FIGURA 2.6 ESQUEMA ILUSTRANDO A REPARTIÇÃO DE ÁGUA DENTRO DE UMA UNIDADE ESTRUTURAL DE C-S-H, ONDE A E B SÃO DOIS EXEMPLOS POSSÍVEIS (SIERRA, 1974 APUD BAROGHEL-BOUNY, 1994). ....	20
FIGURA 2.7 MODELO DE FELDMAN E SEREDA(1968). PELO MODELO DE SIERRA (1974) APUD BAROGHEL-BOUNY (1994), A ÁGUA INTERLAMELAR SERIA A ÁGUA INTER- FOLHAS.....	22
FIGURA 3.1 - ILUSTRAÇÃO DA EQUAÇÃO DE KELVIN-LAPLACE PARA O CASO DE UM MENISCO ESFÉRICO DENTRO DE UM CAPILAR CILÍNDRICO, NÃO SATURADO (GENNES ET AL., 2002).....	25
FIGURA 3.2 - ILUSTRAÇÃO DE UMA MOLÉCULA NO INTERIOR E NA SUPERFÍCIE DO LÍQUIDO, RESPECTIVAMENTE (ADAPTADO DE GENNES ET AL., 2002). ....	28
FIGURA 3.3 – PRESSÃO DE DISJUNÇÃO: (A) MATERIAL SECO E (B) MATERIAL COM ÁGUA ADSORVIDA, SEGUNDO VISSER (1998) APUD KOVLER E ZHUTOVSKY (2006).....	31
FIGURA 3.4 À ESQUERDA, DISPOSITIVO DE MEDIDA UNIDIRECIONAL E HORIZONTAL, DESENVOLVIDO POR JENSEN E HANSEN (1995) APUD BOIVIN (2002). À DIREITA, DETALHE DO TUBO CORRUGADO. ..	46
FIGURA 3.5 EVAPORAÇÃO (E) DE ÁGUA DE CONCRETO COM E SEM ARR (COLLEPARDI ET AL, 2005).....	51
FIGURA 3.6 TENSÃO SUPERFICIAL E CONCENTRAÇÃO DE ARR (RONGBINGS E JIAN, 2005).....	52
FIGURA 3.7 – RELAÇÃO ENTRE DOSAGEM DE ARR E RETRAÇÃO POR SECAGEM LIVRE, EM ARGAMASSA. ....	54
FIGURA 3.8 VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO EM FUNÇÃO DO TEMPO PARA CONCRETOS COM E SEM ARR (BERKE ET AL, 2003, CITADO POR COLLEPARDI ET AL., 2005).....	54
FIGURA 3.9 RELAÇÃO ENTRE ARR E RETRAÇÃO AUTÓGENA (RONGBING E JIAN, 2005). ....	55
FIGURA 3.10 DIFERENÇAS NO DESENVOLVIMENTO DA UR INTERNA EM ARGAMASSAS SELADAS A A 30 °C (A/C = 0,35, COM ARR (CURVA DE CIMA) E SEM ARR (CURVA DE BAIXO) (BENTZ ET AL. (2001)....	56
FIGURA 3.11 DIFERENÇAS NA RETRAÇÃO AUTÓGENA EM ARGAMASSAS DE CIMENTO (A/C = 0,35) COM ARR (CURVA DE CIMA) E SEM ARR (CURVA DE BAIXO), CURADAS SOB CONDIÇÕES SELADAS A 30 °C (BENTZ ET AL. (2001). ....	56

FIGURA 4.1 ILUSTRAÇÃO DA DEFINIÇÃO DOS VOLUMES APARENTE E ABSOLUTO (BOIVIN ET AL., 1998).	61
FIGURA 4.2 ENSAIO LE CHATELIER (1900) APUD BOIVIN (2001).	62
FIGURA 4.3 EVOLUÇÃO ESQUEMÁTICA DA RETRAÇÃO AUTÓGENA COMO FUNÇÃO DO GRAU DE HIDRATAÇÃO (ACKER, 1988).	62
FIGURA 4.4 SEGUNDO BUIL (1990) E HUA, ACKER E EHRLACHER (1995), A AUTODESSECAÇÃO COMO CONSEQÜÊNCIA DA CONTRAÇÃO LE CHATELIER, APUD BOIVIN (2001).	63
FIGURA 4.5 REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA TERMINOLOGIA APLICADA POR JENSEN E HANSEN (2001B).	66
FIGURA 4.6 UM SUMÁRIO FENOMENOLÓGICO DAS VARIAÇÕES DE VOLUME NAS PRIMEIRAS IDADES (LANGE, 2002).	68
FIGURA 4.7-TIPOS DE SISTEMA.	70
FIGURA 4.8 RESUMO ESQUEMÁTICO DA POSSIBILIDADE DE OCORRÊNCIA DAS DEFORMAÇÕES AUTÓGENA E NÃO AUTÓGENA NOS TIPOS DE SISTEMAS.	71
FIGURA 4.9 ORGANOGRAMA COM A CLASSIFICAÇÃO PROPOSTA PARA AS DEFORMAÇÕES AUTÓGENAS E NÃO AUTÓGENAS.	73
FIGURA 4.10 DETALHE DA ESCALA MICROSCÓPICA APRESENTANDO AS FASES PASTA, AGREGADO E INTERFACE AGREGADO-PASTA.	76
FIGURA 4.11 DESENHO ESQUEMÁTICO DA VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA CAUSADA PELA PRESSÃO ATMOSFÉRICA NUMA SUSPENSÃO.	81
FIGURA 4.12 BALANÇO DOS VOLUMES MOLARES QUANDO DA HIDRATAÇÃO COMPLETA DO C <sub>3</sub> S.	82
FIGURA 4.13 - T = 1 HORA. OS GRÃOS DE CLÍNQUER COMEÇAM A SE HIDRATAR FORMANDO O C-S-H. OS ÍONS SULFATO, PROVENIENTES DA DISSOLUÇÃO DA GIPSITA, SE DIFUNDEM PELA ÁGUA DE AMASSAMENTO (SEGUNDO VERNET ET AL., 1992 APUD BAROGHEL-BOUNY, 1994).	84
FIGURA 4.14 - T = 2 HORAS. UMA QUANTIDADE NÃO DESPREZÍVEL DE ETRINGITA É FORMADA NA PERIFERIA DOS GRÃOS DE CLÍNQUER (SEGUNDO VERNET ET AL., 1992 APUD BAROGHEL-BOUNY, 1994).	84
FIGURA 4.15 - T = 5 HORAS. AS CAMADAS DE C-S-H NA SUPERFÍCIE DOS GRÃOS DE CLÍNQUER, ASSIM COMO OS CRISTAIS DE PORTLANDITA E DE ETRINGITA COMEÇAM A SE INTERPENETRAR. O MATERIAL SE ENRIJECE: É O INÍCIO DA PEGA (SEGUNDO VERNET ET AL., 1992 APUD BAROGHEL-BOUNY, 1994).	85
FIGURA 4.16 - T = 9 HORAS. APÓS O CONSUMO DA GIPSITA, OCORRE A DISSOLUÇÃO DA ETRINGITA (SEGUNDO VERNET ET AL., 1992 APUD BAROGHEL-BOUNY, 1994).	85
FIGURA 4.17 - T = 28 DIAS. A HIDRATAÇÃO CONDUZ À AUTODESSECAÇÃO. OS POROS CAPILARES SE ESVAZIAM POUCO A POUCO (SEGUNDO VERNET ET AL., 1992 APUD BAROGHEL-BOUNY, 1994).	86
FIGURA 4.18 CURVA CALORIMÉTRICA DE HIDRATAÇÃO DE UM MATERIAL CIMENTÍCIO, (SEGUNDO VERNET ET AL., 1992 APUD BAROGHEL-BOUNY, 1994).	86
FIGURA 4.19 REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DA VARIAÇÃO DE VOLUME A) VOLUME INICIAL SÓLIDO NA ESCALA MACROSCÓPICA B) RETRAÇÃO AUTÓGENA NA ESCALA MACROSCÓPICA E C) EXPANSÃO AUTÓGENA DEVIDA AOS CRISTAIS DE PORTLANDITA - Ca(OH) <sub>2</sub> E DE ETRINGITA (AF <sub>T</sub> ) - NUMA ESCALA MICROSCÓPICA.	90
FIGURA 4.20 FLUXOGRAMA QUE INDICA A OCORRÊNCIA DAS DEFORMAÇÕES AUTÓGENAS E NÃO AUTÓGENAS NOS DIFERENTES SISTEMAS.	96
FIGURA 4.21 FLUXOGRAMA DAS DEFORMAÇÕES AUTÓGENAS.	97
FIGURA 4.22 FLUXOGRAMA DAS DEFORMAÇÕES NÃO AUTÓGENAS.	98
FIGURA 5.1 – ETAPAS DO PROGRAMA EXPERIMENTAL.	100
FIGURA 5.2 – ORGANOGRAMA DOS ENSAIOS FEITOS NOS CONCRETOS, E RESPECTIVOS MÉTODOS DE ENSAIO E IDADE DE REALIZAÇÃO.	101
FIGURA 5.3 – GRANULOMETRIA DO CIMENTO USANDO GRANULÔMETRO A LASER.	104

FIGURA 5.4 – GRANULOMETRIA DA SÍLICA ATIVA USANDO SEDÍGRAFO. ....	105
FIGURA 5.5 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA LAVADA DE RIO. ....	107
FIGURA 5.6 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO GRAÚDO. ....	109
FIGURA 5.7 (A) DETERMINAÇÃO DA UMIDADE SUPERFICIAL PELO FRASCO DE CHAPMAN; (B) ARMAZENAMENTO DOS MATERIAIS E (C) IMPRIMAÇÃO DA BETONEIRA COM ARGAMASSA, ANTES DA FABRICAÇÃO DOS CONCRETOS. ....	117
FIGURA 5.8 SEQÜÊNCIA DE COLOCAÇÃO DOS MATERIAIS NA BETONEIRA PARA FABRICAÇÃO DOS CONCRETOS: (A) AGREGADO GRAÚDO E 1/3 DA ÁGUA; (B) CIMENTO MAIS SÍLICA ATIVA, PREVIAMENTE MISTURADOS; (C) AREIA, AOS POUCOS, COM A BETONEIRA LIGADA; (D) COM A BETONEIRA PARADA, RASPAGEM DAS PAREDES E PALETAS INTERNAS; (E) 1/3 FINAL DE ÁGUA; (F) ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE; (G) ASPECTO FINAL DO CONCRETO APÓS 5 A 6 MINUTOS DE MISTURA DO SUPERPLASTIFICANTE; (H) ADITIVO REDUTOR DE RETRAÇÃO (ARR); (I) ASPECTO FINAL DO CONCRETO, APÓS 1 MINUTO DE MISTURA DO ARR. ....	118
FIGURA 5.9 FASES DO EMPACOTAMENTO DE ENSAIO DE DEMANDA D'ÁGUA PARA MATERIAIS FINOS: (A) CIMENTO ANIDRO; (B) FASE SECA; (C) ESTADO PENDULAR; (D) ESTADO FUNICULAR; (E) INÍCIO DA FASE CAPILAR (PONTO DE SATURAÇÃO) E (F) ESTADO CAPILAR APÓS PEQUENA ADIÇÃO DE ÁGUA. ...	123
FIGURA 5.10 – ENSAIO DE DEMANDA D'ÁGUA DE CIMENTO COM SUPERPLASTIFICANTE PARA DIFERENTES TEORES DE SÍLICA ATIVA. ....	125
FIGURA 5.11 ENSAIO DE COMPACIDADE EM AGREGADOS: (A) CILINDRO VAZIO POSICIONADO NA MESA VIBRATÓRIA E PISTÃO COM 200N; (B) CILINDRO SENDO CHEIO COM AREIA; (C) VIBRAÇÃO E COMPRESSÃO DA AMOSTRA E (D) LEITURA DA ALTURA DO MATERIAL APÓS VIBRAÇÃO E COMPRESSÃO. ....	126
FIGURA 5.12 ENSAIO DE PONTO DE SATURAÇÃO E DE COMPATIBILIDADE ENTRE CIMENTO, SÍLICA ATIVA E ADITIVOS: (A) MATERIAIS CONSTITUINTES PARA CALDA; (B) FUNIL E PROVETA GRADUADA E (C) RETORNO DA CALDA PARA O LIQUIDIFICADOR INDUSTRIAL. ....	128
FIGURA 5.13– ENSAIO DE COMPATIBILIDADE E PONTO DE SATURAÇÃO DE PASTA DE CIMENTO E SUPERPLASTIFICANTE. ....	129
FIGURA 5.14 – ENSAIO DE COMPATIBILIDADE E PONTO DE SATURAÇÃO DE SÍLICA ATIVA E SUPERPLASTIFICANTE. ....	130
FIGURA 5.15 – ENSAIO DE COMPATIBILIDADE E PONTO DE SATURAÇÃO DO CIMENTO, SÍLICA ATIVA E SUPERPLASTIFICANTE. ....	130
FIGURA 5.16 – ENSAIO DE COMPATIBILIDADE E PONTO DE SATURAÇÃO DO CIMENTO, SÍLICA ATIVA, SUPERPLASTIFICANTE E REDUTOR DE RETRAÇÃO (1%). ....	131
FIGURA 5.17 – ENSAIO DE COMPATIBILIDADE E PONTO DE SATURAÇÃO DO CIMENTO, SÍLICA ATIVA, SUPERPLASTIFICANTE E REDUTOR DE RETRAÇÃO (2%). ....	132
FIGURA 5.18 - BTRHEOM DESENVOLVIDO NO LCPC - LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES, PARIS (DE LARRARD ET AL. 1994 APUD DE LARRARD, 1999): (A) CORPO; (B) RECIPIENTE FIXO PARA ARMAZENAMENTO DO CONCRETO COM AS PÁS INFERIORES NO FUNDO; (C) PARTE MÓVEL ENCAIXADA NO EIXO DO RECIPIENTE FIXO; (D) DISPOSITIVO MEDIDOR DE DILATÂNCIA; (E) UNIDADE DE CONTROLE E (F) MICROCOMPUTADOR PARA AQUISIÇÃO DOS DADOS. ....	136
FIGURA 5.19 – ENCAIXE DAS PARTES DO BTRHEOM: (A) PARTE SUPERIOR FIXA (RECIPIENTE) A SER ENCAIXADA NO CORPO; (B) PARTE SUPERIOR MÓVEL A SER ENCAIXADA NO RECIPIENTE E (C) DISPOSITIVO MEDIDOR DE DILATÂNCIA SENDO ENCAIXADO NA PARTE SUPERIOR DO REÔMETRO. ....	136
FIGURA 5.20 - COLOCAÇÃO DE SELOS DE VEDAÇÃO NO BTRHEOM: (A) NO RECIPIENTE FIXO (SELO INTERNO) E (B) NA PARTE MÓVEL (SELO EXTERNO). ....	137
FIGURA 5.21 - ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DA FRICÇÃO DEVIDA AO SELO: (A) COLOCAÇÃO DA ÁGUA NO RECIPIENTE + PARTE MÓVEL E (B) DERRAMAMENTO DA ÁGUA, FINDO O ENSAIO DO SELO. ....	138
FIGURA 5.22 - ENSAIO NO CONCRETO: (A) ENCAIXE DO RECIPIENTE + PARTE MÓVEL APÓS A REALIZAÇÃO DO TESTE DO SELO; (B) COLOCAÇÃO DO CONCRETO NO RECIPIENTE E (C) COLOCAÇÃO DO DISPOSITIVO PARA MEDIR A DILATÂNCIA. ....	139

FIGURA 5.23 - APROXIMAÇÃO LINEAR DO MODELO DE HERSCHEL-BULKLEY PELO MODELO DE BINGHAM (FONTE: DE LARRARD, 1999, p.108). .....	143
FIGURA 5.24 DETERMINAÇÃO DO AR PELO MÉTODO PRESSOMÉTRICO: (A) ADENSAMENTO EM DUAS CAMADAS; (B) APARELHO PARA DETERMINAÇÃO DO TEOR DE AR E (C) LEITURA DIRETA NO MANÔMETRO. ....	145
FIGURA 5.25 PROCEDIMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO PATAMAR DE PERCOLAÇÃO, USANDO MÉTODO ULTRA-SÔNICO: (A) CALIBRAÇÃO DO APARELHO; (B) ADENSAMENTO DO CONCRETO NO MOLDE DE 150MM X 150MM X 300MM E (C) EXECUÇÃO DO ENSAIO.....	148
FIGURA 5.26 PROCEDIMENTO PARA DETERMINAÇÃO DO PATAMAR DE PERCOLAÇÃO USANDO O MÉTODO DA CURVA CALORIMÉTRICA. ....	149
FIGURA 5.27 DETERMINAÇÃO DA VARIAÇÃO RELATIVA DE COMPRIMENTO ANTES DA DESMOLDAGEM. ...	151
FIGURA 5.28 DETERMINAÇÃO DA VARIAÇÃO RELATIVA DE COMPRIMENTO APÓS A DESMOLDAGEM.....	151
FIGURA 5.29 PROCEDIMENTO DE MOLDAGEM DOS PRISMAS PARA DETERMINAÇÃO DA RETRAÇÃO AUTÓGENA: (A) DETALHE DO CORPO-DE-PROVA VAZIO, COM FUNDO E LATERAIS FORRADOS COM MATERIAL ANTIADERENTE E COM OS PINOS METÁLICOS; (B) E (C) MOLDAGEM E ADENSAMENTO EM DUAS CAMADAS. ....	152
FIGURA 5.30 PROCEDIMENTO DE COLOCAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS PARA DETERMINAÇÃO DA RETRAÇÃO AUTÓGENA, ANTES DA DESFORMA. ....	153
FIGURA 5.31 PROCEDIMENTO PARA SELAGEM DOS PRISMAS DE RETRAÇÃO AUTÓGENA.....	154
FIGURA 5.32 PROCEDIMENTO PARA ZERAR O APARELHO COMPARADOR E DETERMINAR A RETRAÇÃO AUTÓGENA, APÓS A DESFORMA.....	155
FIGURA 5.33 (A) SISTEMA PARA AQUISIÇÃO AUTOMÁTICA DA UR COM DATALOGGER E (B) DETALHE DOS SENSORES DE UMIDADE (CAPACITIVO) E DE TEMPERATURA (NTC). ....	158
FIGURA 5.34 CONFIGURAÇÃO USADA PARA A INTRODUÇÃO DA SONDA E DO TAMPÃO NO CONCRETO: (A) SONDA +CÁPSULA DE TPFE E TAMPÃO+CÁPSULA VAZADA E (B) DETALHE DA COLOCAÇÃO NA MOLDAGEM.....	159
FIGURA 5.35 (A) CORPO-DE-PROVA SELADO COM FILME PLÁSTICO E FITA ADESIVA DE ALUMÍNIO NA SALA COM T = 21°C E (B) SISTEMA DE AQUISIÇÃO AUTOMÁTICA DA REDUÇÃO DA UR E DA TEMPERATURA INTERNA DO CONCRETO. ....	160
FIGURA 5.36 – MOLDAGEM E ADENSAMENTO DOS CORPOS-DE-PROVA PARA RETRAÇÃO POR SECAGEM: (A) MOLDES VAZIOS MOSTRANDO O COMPRIMENTO INICIAL ENTRE AS EXTREMIDADES INTERNAS DOS PINOS METÁLICOS (G); (B) E (C) ADENSAMENTO DA PRIMEIRA E SEGUNDA CAMADAS, RESPECTIVAMENTE, EM MESA VIBRATÓRIA.....	161
FIGURA 5.37 – PROCEDIMENTOS DE CURA DOS CORPOS-DE-PROVA:(A) CURA SUBMERSA EM ÁGUA SATURADA COM CAL POR 28 DIAS; (B) LEITURA NO RELÓGIO COMPARADOR E (C) CURA AO AR, APÓS CURA SUBMERSA, NUMA SALA COM CONTROLE DE UMIDADE RELATIVA E DE TEMPERATURA (50% ± 2% E 21 ±2 ° C), ATÉ 365 DIAS. ....	161
FIGURA 5.38 ENSAIO PARA DETERMINAR A CURVA TENSÃO X DEFORMAÇÃO: (A) EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS COLADOS NO CORPO-DE-PROVA (100MM X 200MM) EM DUAS GERATRIZES DIAMETRALMENTE OPOSTAS; (B) CAPA PROTETORA CONTRA A EXPLOSÃO DO CORPO-DE-PROVA E (C) ENSAIO EM ANDAMENTO NA PRENSA. ....	164
FIGURA 5.39 - DISPOSITIVOS PARA ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA DESENVOLVIDO POR LEROY (PACELLI ET AL., 1997) E MODIFICADO NA COPPE: (A) OS DOIS CILINDROS DE AÇO (CAPACETES) E DETALHE DA MOLA CIRCULAR PARA PRENDER A BASE E O TOPO DO CORPO-DE-PROVA; (B) CONJUNTO DE MOLA ENCAIXADA NO INTERIOR DO CAPACETE, FIXADOS ÀS BARRAS DE AÇO ROSQUEADAS, QUE SE PRENDEM ÀS GARRAS DA PRENSA. ....	165
FIGURA 5.40 - DESENHO ESQUEMÁTICO DAS GEOMETRIAS DOS CORPOS-DE-PROVA UTILIZADAS PARA DETERMINAÇÃO DA TRAÇÃO DIRETA DOS CONCRETOS: À ESQUERDA, DIÂMETRO DA SEÇÃO CENTRAL IGUAL A 75 MM E TRANSIÇÃO BRUSCA (75B); NO MEIO, DIÂMETRO DA SEÇÃO CENTRAL IGUAL A 75 MM E TRANSIÇÃO SUAVE (75S); À DIREITA, DIÂMETRO DA SEÇÃO CENTRAL IGUAL A 70 MM E TRANSIÇÃO SUAVE (70S). ....	166

FIGURA 5.41 - (A) MOLDE CILÍNDRICO PARA ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO; (B) ACESSÓRIOS EM AÇO COLOCADO DENTRO DOS MOLDES CILÍNDRICOS DE 100 MM X 400 MM PARA SE OBTER A GEOMETRIA E AS DIMENSÕES DESEJADAS DOS CORPOS-DE-PROVA PARA ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA; (C) ACESSÓRIO EM TECNIL. ....	167
FIGURA 5.42 - TRANSDUTORES ELÉTRICOS DE DESLOCAMENTO COM BASE DE LEITURA IGUAL À 100 MM: (A) MARCAÇÃO DA REGIÃO CENTRAL DO CORPO-DE-PROVA (B) FIXAÇÃO DOS ANÉIS NA REGIÃO CENTRAL COM OS TRANSDUTORES ACOPLADOS LONGITUDINALMENTE (C) DETALHE DA MONTAGEM DO ENSAIO. ....	168
FIGURA 5.43 - (A) MOLDE COM ACESSÓRIO EM TECNIL ANTES DA MOLDAGEM; (B) MOLDES COM TECNIL DURANTE O ADENSAMENTO EM MESA VIBRATÓRIA.....	169
FIGURA 5.44 - CALORÍMETRO ADIABÁTICO DA TEMPERATURA. (A) PAINEL DE CONTROLE DE TEMPERATURA, À ESQUERDA E TANQUE DE BANHO, À DIREITA; (B) INTERIOR DO TANQUE DE BANHO COM ÁGUA. ...	171
FIGURA 5.45 - MOLDE PARA DETERMINAÇÃO DA ELEVAÇÃO ADIABÁTICA DO CONCRETO. (A) MOLDAGEM DO CORPO-DE-PROVA COM GUIA CENTRAL PARA COLOCAÇÃO DO TERMÔMETRO E ARMAÇÃO PARA FACILITAR SUA RETIRADA NA DESMOLDAGEM, (B) VEDAÇÃO DO MOLDE ACOPLADO À TAMPA DO TANQUE DE BANHO (C) IÇAMENTO DO CONJUNTO PARA DENTRO DO CALORÍMETRO. ....	172
FIGURA 5.46 –FECHAMENTO DO CALORÍMETRO E COLOCAÇÃO DOS TERMÔMETROS.....	172
FIGURA 5.47 - ENSAIO DE CALOR ESPECÍFICO DO CONCRETO: (A) CALORÍMETRO E PAINEL DE COMANDO; (B) CORPO-DE-PROVA DE CONCRETO SENDO INTRODUZIDO NO RECIPIENTE INTERNO DO CALORÍMETRO; (C) COLOCAÇÃO DO AQUECEDOR DE IMERSÃO NO FURO CENTRAL DO CORPO-DE-PROVA; (D) SUPORTE DO AGITADOR DA ÁGUA PARA HOMOGENEIZAÇÃO DA TEMPERATURA; (E) TAMPA DO RECIPIENTE INTERNO E COLOCAÇÃO DO TERMÔMETRO; (F) ISOLANTE TÉRMICO (PAINA) SOBRE A TAMPA DO RECIPIENTE INTERNO;(G) COLOCAÇÃO DA TAMPA DO RECIPIENTE EXTERNO E LEITURA DA TEMPERATURA DO TERMÔMETRO; (H) WATÍMETRO E (I) MOLDE METÁLICO DO CORPO-DE-PROVA COM FURO CENTRAL. ....	174
FIGURA 5.48 - ENSAIO DE DIFUSIVIDADE DO CONCRETO: (A) MOLDE METÁLICO; (B) CORPO-DE-PROVA COM ORIFÍCIO NO CENTRO E (C) TUBO DE PVC E GESSO PARA ISOLAR O CONTATO DA ÁGUA. ....	176
FIGURA 5.49 - ENSAIO DE DIFUSIVIDADE DO CONCRETO: (A) CORPO-DE-PROVA, IMERSO EM ÁGUA, COM SENSOR DO TERMÔMETRO NO SEU INTERIOR, DENTRO DO TANQUE DE AQUECIMENTO; (B) TANQUE PARA AQUECIMENTO COM RESISTÊNCIAS ELÉTRICAS E TERMÔMETROS (DO BANHO E DO CP) E (C) CORPO-DE-PROVA NO TANQUE DE RESFRIAMENTO.....	177
FIGURA 5.50 - ENSAIO DE COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA DO CONCRETO: (A) FIXAÇÃO DO EXTENSÔMETRO NO MOLDE CILÍNDRICO; (B) E (C) ENVOLVIMENTO DO CORPO-DE PROVA COM FILME PVC E FITA ADESIVA DE ALUMÍNIO, RESPECTIVAMENTE .....	178
FIGURA 5.51 - ENSAIO DE COEFICIENTE DE DILATAÇÃO TÉRMICA DO CONCRETO: (A) SALAS COM CONTROLE DE TEMPERATURA E (B) PONTE DE LEITURA PARA MEDIÇÃO DAS TEMPERATURAS E DAS DEFORMAÇÕES.....	179
FIGURA 6.1 - ENSAIOS REALIZADOS NOS CONCRETOS ESTUDADOS PARA AVALIAR A INFLUÊNCIA DO ADITIVO REDUTOR DE RETRAÇÃO NO ESTADO FRESCO.....	182
FIGURA 6.2 – ENSAIOS REALIZADOS NOS CONCRETOS ESTUDADOS PARA AVALIAR A INFLUÊNCIA DO ADITIVO REDUTOR DE RETRAÇÃO NO ESTADO ENDURECIDO. ....	183
FIGURA 6.3 - CONCRETOS C80 - CURVAS TÍPICAS DE TORQUE VERSUS VELOCIDADE DE ROTAÇÃO, AJUSTANDO OS PONTOS PELO MODELO DE BINGHAM, PARA 10 MIN APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO.....	188
FIGURA 6.4 - CONCRETOS C80 - RESULTADOS MÉDIOS DE $\tau_0$ E $\mu$ , DETERMINADOS COM 10 MIN APÓS A ADIÇÃO DA ÁGUA AO CIMENTO: (A) TENSÃO DE ESCOAMENTO DE BINGHAM E (B) VISCOSIDADE PLÁSTICA. ....	189
FIGURA 6.5 - (A) CONCRETO DE REFERÊNCIA, LOGO APÓS O TÉRMINO DA MISTURA: ACIMA, ASPECTO DO CONCRETO NA BETONEIRA E ABAIXO, ABATIMENTO DE 200 MM; (B) CONCRETO COM 2% DE ARR, LOGO APÓS O TÉRMINO DA MISTURA: ACIMA, CONCRETO NA BETONEIRA E ABAIXO, ABATIMENTO DE 220 MM.....	192

FIGURA 6.6 - CONCRETOS C80 - CURVAS TÍPICAS DE TORQUE VERSUS VELOCIDADE DE ROTAÇÃO, AJUSTANDO OS PONTOS PELO MODELO DE BINGHAM, PARA 50 MIN APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO.....	193
FIGURA 6.7 - CONCRETOS C80 - RESULTADOS MÉDIOS DE $\tau_0$ E $\mu$ , DETERMINADOS COM 50 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DA ÁGUA: (A) TENSÃO DE ESCOAMENTO DE BINGHAM E (B) VISCOSIDADE PLÁSTICA. ....	193
FIGURA 6.8 - CONCRETOS C80 - EVOLUÇÃO DAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS EM FUNÇÃO DO TEMPO: (A) TENSÃO DE ESCOAMENTO DE BINGHAM E (B) VISCOSIDADE PLÁSTICA. ....	195
FIGURA 6.9 - CONCRETOS C80 - CURVAS TÍPICAS DE TORQUE VERSUS VELOCIDADE DE ROTAÇÃO, AJUSTANDO OS PONTOS PELO MODELO DE HERSHEY-BULKLEY, 10 MIN APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO: (A) C80_0, (B) C80_1 E (C) C80_2.....	198
FIGURA 6.10 - CONCRETOS C80 - RESULTADOS MÉDIOS DETERMINADOS T = 10 MIN APÓS A ADIÇÃO DA ÁGUA AO CIMENTO: (A) $\tau_y$ E (B) $\mu_{eq}$ .....	199
FIGURA 6.11 - CONCRETOS C80 - CURVAS TÍPICAS DE TORQUE VERSUS VELOCIDADE DE ROTAÇÃO, AJUSTANDO OS PONTOS PELO MODELO DE HERSHEY-BULKLEY, 50 MIN APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO: (A) C80_0, (B) C80_1 E (C) C80_2.....	200
FIGURA 6.12 - CONCRETOS C80 - RESULTADOS MÉDIOS DETERMINADOS PARA T = 50 MIN APÓS A ADIÇÃO DA ÁGUA AO CIMENTO: (A) $\tau_y$ E (B) $\mu_{eq}$ .....	201
FIGURA 6.13 - CONCRETOS C80 - EVOLUÇÃO DAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS EM FUNÇÃO DO TEMPO: (A) TENSÃO DE ESCOAMENTO DE HERSHEY-BULKLEY E (B) VISCOSIDADE PLÁSTICA EQUIVALENTE....	203
FIGURA 6.14 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE $\tau_0$ E DE $\tau_y$ : (A) T = 10 MINUTOS E (B) T = 50 MINUTOS.....	204
FIGURA 6.15 - COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DE $\mu$ E DE $\mu_{eq}$ : (A) T = 10 MINUTOS E (B) T = 50 MINUTOS.....	205
FIGURA 6.16 - CONCRETOS C60 - CURVAS TÍPICAS DE TORQUE VERSUS VELOCIDADE DE ROTAÇÃO, USANDO O MODELO DE BINGHAM, APÓS 10 MINUTOS DA ADIÇÃO DA ÁGUA AO CIMENTO.....	208
FIGURA 6.17 - CONCRETOS C60 - RESULTADOS MÉDIOS DE $\tau_0$ E $\mu$ , DETERMINADOS COM 10 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DA ÁGUA AO CIMENTO: (A) TENSÃO DE ESCOAMENTO DE BINGHAM E (B) VISCOSIDADE PLÁSTICA. ....	209
FIGURA 6.18 - CONCRETOS C60 - CURVAS TÍPICAS DE TORQUE VERSUS VELOCIDADE DE ROTAÇÃO, USANDO O MODELO DE BINGHAM, APÓS 50 MINUTOS DA ADIÇÃO DA ÁGUA AO CIMENTO.....	210
FIGURA 6.19 - CONCRETOS C60 - RESULTADOS MÉDIOS DE $\tau_0$ E $\mu$ , DETERMINADOS COM 50 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DA ÁGUA: (A) TENSÃO DE ESCOAMENTO DE BINGHAM E (B) VISCOSIDADE PLÁSTICA. ....	211
FIGURA 6.20 - C60 - EVOLUÇÃO DAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS EM FUNÇÃO DO TEMPO: (A) TENSÃO DE ESCOAMENTO E (B) VISCOSIDADE PLÁSTICA. ....	212
FIGURA 6.21 - COMPARAÇÃO ENTRE AS TENSÕES DE ESCOAMENTO DOS CONCRETOS C60 E C80 PELO MÉTODO DE BINGHAM: (A) T = 10 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA E (B) T = 50 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA. ....	214
FIGURA 6.22 - COMPARAÇÃO ENTRE AS VISCOSIDADES PLÁSTICAS DOS CONCRETOS C60 E C80 PELO MÉTODO DE BINGHAM: (A) T = 10 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA E (B) T = 50 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA. ....	216
FIGURA 6.23 - CURVAS TÍPICAS PARA DETERMINAÇÃO DO PATAMAR DE PERCOLAÇÃO PELO MÉTODO DA VELOCIDADE DE PULSO ULTRA-SÔNICO: (A) CONCRETOS C80 E (B) CONCRETOS C60. ....	219
FIGURA 6.24 - CURVAS TÍPICAS PARA DETERMINAÇÃO DO PATAMAR DE PERCOLAÇÃO PELO MÉTODO DA CURVA CALORIMÉTRICA, USANDO TERMOPARES EMBUTIDOS NOS PRISMAS E CONECTADOS A UMA UNIDADE DE AQUISIÇÃO DE DADOS DATALOGGER, NAS PRIMEIRAS 48 HORAS DE HIDRATAÇÃO, SOB TEMPERATURA DE 21 + 2 °C: (A) CONCRETOS C80 E (B) CONCRETOS C60. ....	222
FIGURA 6.25 - RESULTADOS MÉDIOS DE VARIAÇÃO DE MASSA DE ÁGUA EM RELAÇÃO À MASSA TOTAL, EM CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS, SELADOS, DE 75 MM X 75 MM X 285MM, COM T = 21°C + 2°C: (A) C80 E (B) C60.....	225

FIGURA 6.26 RESULTADOS MÉDIOS DE RETRAÇÃO AUTÓGENA UNIDIMENSIONAL DETERMINADA DESDE O PATAMAR DE PERCOLAÇÃO (USANDO ULTRA-SOM) ATÉ A IDADE DE 120 DIAS, EM CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS DE 285MM X 7,5MM 7,5MM, PARA T = 21°C + 2°C: (A) CONCRETOS C80 E (B) CONCRETOS C60.....	226
FIGURA 6.27 VARIAÇÃO DA RETRAÇÃO AUTÓGENA EM FUNÇÃO DO TEOR DE ADITIVO, NAS IDADES DE 1, 3, 7, 28, 90 E 120 DIAS: (A) CONCRETO C80 E (B) CONCRETO C60. ....	229
FIGURA 6.28 – RETRAÇÃO AUTÓGENA DOS CONCRETOS C80 E C60: (A) DESDE O PATAMAR DE PERCOLAÇÃO ATÉ 120 DIAS E (B) PRIMEIROS 14 DIAS. ....	232
FIGURA 6.29 CORRELAÇÃO ENTRE RETRAÇÃO AUTÓGENA E IDADE ADOTANDO REGRESSÃO LOGARÍTMICA. (A) C80 E (B) C60. ....	234
FIGURA 6.30 CALIBRAÇÃO DO APARELHO COMPARADOR: (A) LEITURA FEITA NO INÍCIO DE UMA DETERMINAÇÃO E (B) LEITURA FEITA IMEDIATAMENTE APÓS A ANTERIOR, CONDUZINDO A RESULTADOS DIFERENTES. ....	236
FIGURA 6.31 RESULTADOS INDIVIDUAIS DE DIMINUIÇÃO DA UMIDADE RELATIVA INTERNA: (A) CONCRETO C80_0 E (B) CONCRETO C80_2. ....	237
FIGURA 6.32 CINÉTICA DA AUTODESSECAÇÃO DOS CONCRETOS DETERMINADA POR SENSOR CAPACITIVO, INTRODUZIDA NO CORPO-DE-PROVA, DURANTE A MOLDAGEM, NA TEMPERATURA DE 21°C: (A) TEMPO TOTAL DO ENSAIO (140 DIAS) E (B) PRIMEIROS 15 DIAS. ....	238
FIGURA 6.33 COMPARAÇÃO ENTRE A REDUÇÃO DA UMIDADE RELATIVA INTERNA DO CONCRETO (A) E A RETRAÇÃO AUTÓGENA (B), NO PERÍODO DE 140 DIAS, TEMPO DE DURAÇÃO DO ENSAIO DE UR.....	240
FIGURA 6.34 - COMPARAÇÃO ENTRE A REDUÇÃO DA UMIDADE RELATIVA INTERNA DO CONCRETO (A) E A RETRAÇÃO AUTÓGENA (B), NO PERÍODO DE 140 DIAS, TEMPO DE DURAÇÃO DO ENSAIO DE UR.....	241
FIGURA 6.35 - RESULTADOS MÉDIOS DE RETRAÇÃO POR SECAGEM DETERMINADOS EM CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS DE 7,5MM X 7,5MM X 285MM, COM T = 21°C + 2°C E UR = 50% ± 2 %, APÓS 28 DIAS DE CURA SUBMERSA: (A) CONCRETOS C80 E (B) CONCRETOS C60. ....	243
FIGURA 6.36 - RESULTADOS MÉDIOS DE VARIAÇÃO DE MASSA DE ÁGUA EM RELAÇÃO À ÁGUA TOTAL DOS CONCRETOS, DETERMINADOS EM CORPOS-DE-PROVA PRISMÁTICOS CURADOS AO AR NUMA SALA COM UR 50% ± 4% E T = 21°C + 2°C: (A) C80 E (B) C60.....	247
FIGURA 6.37 RESULTADOS MÉDIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS CLASSE C80 E C60: (A) NAS DIVERSAS IDADES E (B) ATÉ 28 DIAS. ....	250
FIGURA 6.38 – VARIAÇÃO DA RELAÇÃO FC/FC,28 PARA OS CONCRETOS CLASSE C80 E C60: (A) EM DIVERSAS IDADES E (B) AÉ 28 DIAS. ....	253
FIGURA 6.39 – TIPOS DE FRATURA: (A) ÁSPERA; (B) LISA E (C) TRANSGRANULAR.....	254
FIGURA 6.40- CURVAS TÍPICAS DE TENSÃO- DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO, AOS 28 DIAS, USANDO-SE EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA: (A) CONCRETOS C80;( B) CONCRETOS C60. ....	257
FIGURA 6.41 - CURVAS TÍPICAS DE TENSÃO- DEFORMAÇÃO NA COMPRESSÃO, PARA O CONCRETO C80_0, EM DIVERSAS IDADES. ....	259
FIGURA 6.42 - RUPTURA EXPLOSIVA DE CORPO-DE-PROVA DE ALTA RESISTÊNCIA C80. ....	260
FIGURA 6.43 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA MÉDIA DOS CONCRETOS C80 E C60, AOS 28 DIAS DE IDADE. ....	263
FIGURA 6.44 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA MÉDIA DOS CONCRETOS C80_0, NAS IDADES DE 1, 3, 7, 28 E 90 DIAS E RESPECTIVOS DESVIOS PADRÃO. ....	265
FIGURA 6.45 – VARIAÇÃO DA RELAÇÃO FT/FT,28 E DA RELAÇÃO FC/FC,28 EM FUNÇÃO DA IDADE, PARA O CONCRETO C80_0.....	266
FIGURA 6.46 - RELAÇÃO FT/FC EM FUNÇÃO DA IDADE, PARA O CONCRETO C80_0.....	267
FIGURA 6.47– ENSAIO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL: (A) ENSAIO EM EXECUÇÃO; (B) RUPTURA CONVENCIONAL; (C) RUPTURA EXPLOSIVA. ....	270

FIGURA 6.48 LOCAL DA RUPTURA DURANTE O ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA: (A) NA REGIÃO CENTRAL; (B) NA TRANSIÇÃO ENTRE AS DUAS REGIÕES E (C) NA REGIÃO DE TRANSIÇÃO (CONTÍGUA À REGIÃO CENTRAL) .....	272
FIGURA 6.49 – PORCENTAGEM DE CORPOS-DE-PROVA ROMPIDOS NA REGIÃO CENTRAL E FORA DELA, PARA AS TRÊS GEOMETRIAS ESTUDADAS. ....	272
FIGURA 6.50 - CURVAS TÍPICAS DE TENSÃO- DEFORMAÇÃO NA TRAÇÃO DIRETA, AOS 28 DIAS, USANDO-SE TRANSDUTORES ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA: (A) CONCRETOS C80;( B) CONCRETOS C60.....	275
FIGURA 6.51 – MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS, AOS 28 DIAS, DETERMINADOS PELO ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA E PELO ENSAIO DE COMPRESSÃO: (A) CONCRETOS C80; (B) CONCRETOS C60. .	276
FIGURA 6.52 - CURVAS TÍPICAS DE TENSÃO- DEFORMAÇÃO DETERMINADAS A PARTIR DOS DADOS EXPERIMENTAIS, NAS IDADES DE 1, 3, 7, 28 E 90 DIAS, PARA O CONCRETO C80_0. ....	278
FIGURA 6.53 – MÓDULOS DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS, DETERMINADOS PELO ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA E PELO ENSAIO DE COMPRESSÃO, NAS DIVERSAS IDADES E RESPECTIVOS DESVIOS PADRÃO.	280
FIGURA 6.54 – ELEVACÃO ADIABÁTICA DA TEMPERATURA: (A) ESCALA NORMAL E (B) ESCALA LOGARÍTMICA. ....	281
FIGURA 6.55 – GRAU DE HIDRATAÇÃO: (A) TEMPO FINAL DE HIDRATAÇÃO, CONSIDERADO COM 672 H DE ENSAIO E (B) PRIMEIRAS 50 HORAS. ....	283
FIGURA 6.56 – CALOR ESPECÍFICO DOS CONCRETOS. ....	284
FIGURA 6.57 – DIFUSIVIDADE TÉRMICA DOS CONCRETOS. ....	285

## LISTA DE TABELAS

---

---

TABELA 3.1 COMPARAÇÃO ENTRE PASTAS COM DOIS VALORES DE ÁGUA/MATERIAL CIMENTANTE (A/(C+SA), UR, RAO DO PORO (R) E A DEPRESSÃO CAPILAR ( $\Delta P$ ), COM 20 DIAS DE IDADE (BUIL, 1990 APUD BOIVIN, 2001). .....	37
TABELA 4.1 - CLASSIFICAÇÃO MULTIESCALA DA HIDRATAÇÃO, FEITA A PARTIR DO MODELO DE BERNARD ET AL. (2003), DO MODELO PARA OS DOIS TIPOS DE C-S-H PROPOSTO POR TENNIS E JENNINGS (2000) E DO MODELO DE C-S-H, PROPOSTO POR FELDMAN E SEREDA(1948). .....	75
TABELA 4.2 CLASSIFICAÇÃO DOS DIFERENTES COMPONENTES DAS DEFORMAÇÕES AUTÓGENAS E DAS DEFORMAÇÕES NÃO AUTÓGENAS SUGERIDA NESTE TRABALHO .....	78
TABELA 4.3 MASSA MOLAR E MASSA ESPECÍFICA DOS COMPOSTOS DA EQ. 4.1.....	82
TABELA 4.4 MODELO DE HIDRATAÇÃO MULTIESCALA PARA AS DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICA QUÍMICAS PROVENIENTES DA REAÇÃO DE HIDRATAÇÃO (LE CHATELIER, RETRAÇÃO AUTÓGENA E EXPANSÃO INICIAL). .....	92
TABELA 4.5 VALORES DE COEFICIENTE DE EXPANSÃO TÉRMICA FUNÇÃO DA IDADE DO CONCRETO (LAPLANTE, 1993 APUD SCHUTTER, 2002). .....	94
TABELA 5.1- PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO CIMENTO. ....	102
TABELA 5.2 – ANÁLISE QUÍMICA DO CIMENTO. ....	103
TABELA 5.3 COMPOSIÇÃO DOS COMPOSTOS DO CIMENTO USANDO AS EQUAÇÕES DE BOGUE. ....	103
TABELA 5.4 – PROPRIEDADES FÍSICAS DA SÍLICA ATIVA.....	104
TABELA 5.5 – ANÁLISE QUÍMICA DA SÍLICA ATIVA. ....	105
TABELA 5.6 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA AREIA LAVADA DE RIO. ....	106
TABELA 5.7 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DA AREIA LAVADA DE RIO. ....	107
TABELA 5.8 – COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO GRAÚDO. ....	108
TABELA 5.9 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO GRAÚDO. ....	109
TABELA 5.10 – PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DO ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE.....	110
TABELA 5.11 – PROPRIEDADES E CARACTERÍSTICAS DO ADITIVO REDUTOR DE RETRAÇÃO. ....	112
TABELA 5.12 NOMENCLATURA USADA NESTA PESQUISA PARA OS CONCRETOS.....	115
TABELA 5.13 CONSUMO DE MATERIAIS, EM KG/M <sup>3</sup> E PARÂMETROS DE MISTURA DOS CONCRETOS.....	115
TABELA 5.14 – SEQÜÊNCIA DE COLOCAÇÃO DOS MATERIAIS NA BETONEIRA E RESPECTIVOS TEMPOS DE MISTURA. ....	117
TABELA 5.15 – ENSAIOS NOS CONSTITUINTES DO CONCRETO PARA FORMAÇÃO DO BANCO DE DADOS DO PROGRAMA COMPUTACIONAL BETONLAB PRO2 <sup>®</sup> , DE SEDRAN E DE LARRARD (2000).....	120
TABELA 5.16– RESULTADOS DOS ENSAIOS DE DEMANDA D'ÁGUA PARA CIMENTO E SÍLICA ATIVA. ....	124

TABELA 5.17 COMPACIDADE E VIBRAÇÃO DE AGREGADOS MIÚDO E GRAÚDO, SEGUNDO DE LARRARD, (1999), ADAPTADO POR SILVA, A (2004).....	127
TABELA 5.18 FREQUÊNCIA NATURAL DO TRANSDUTOR DE ACORDO COM AS DIMENSÕES DA PEÇA A SER ENSAIADA (RILEM NDT1, 1972).....	146
$\varepsilon_Q$ = DEFORMAÇÃO LINEAR ESPECÍFICA CALCULADA A PARTIR DA LEITURA DE ORIGEM ESTABILIZADA ( $\times 10^{-6}$ );.....	179
TABELA 6.1 – CONCRETOS C80 - RESULTADOS INDIVIDUAIS DE REOLOGIA USANDO O MODELO DE BINGHAM E O MODELO DE HERSHEY BULKLEY, COM 10 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO.....	186
TABELA 6.2 – CONCRETOS C80 - RESULTADOS INDIVIDUAIS DE REOLOGIA USANDO O MODELO DE BINGHAM E O MODELO DE HERSHEY BULKLEY, COM 50 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO.....	187
TABELA 6.3 – COEFICIENTES DE VARIAÇÃO, EM (%), DOS RESULTADOS DE TENSÃO DE ESCOAMENTO E DE VISCOSIDADE PLÁSTICA PARA OS CONCRETOS C80.....	188
TABELA 6.4 – CONCRETOS C60 - RESULTADOS INDIVIDUAIS DE REOLOGIA USANDO O MODELO DE BINGHAM COM 10 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO.....	206
TABELA 6.5 – CONCRETOS C60 - RESULTADOS INDIVIDUAIS DE REOLOGIA USANDO O MODELO DE BINGHAM COM 50 MINUTOS APÓS A ADIÇÃO DE ÁGUA AO CIMENTO.....	207
TABELA 6.6 - COEFICIENTES DE VARIAÇÃO, EM (%), DOS RESULTADOS DE TENSÃO DE ESCOAMENTO E DE VISCOSIDADE PLÁSTICA DOS CONCRETOS C60, AJUSTADOS PELOS MODELOS DE BINGHAM.....	207
TABELA 6.7 – TEOR DE AR DOS CONCRETOS C80 E C60, DETERMINADO PELO MÉTODO PRESSOMÉTRICO.	218
TABELA 6.8 – PATAMAR DE PERCOLAÇÃO DOS CONCRETOS DETERMINADOS PELO MÉTODO ULTRA-SÔNICO E PELO MÉTODO DA CURVA CALORIMÉTRICA.....	223
TABELA 6.9 – RESULTADOS MÉDIOS DE RETRAÇÃO AUTÓGENA ( $\times 10^{-6}$ ) EM DIVERSAS IDADES PARA OS CONCRETOS C80 E C60.....	227
TABELA 6.10 – PORCENTAGEM DE REDUÇÃO DA RETRAÇÃO AUTÓGENA DOS CONCRETOS CONTENDO ARR EM RELAÇÃO AO CONCRETO DE REFERÊNCIA, EM DIVERSAS IDADES.....	230
TABELA 6.11 - PORCENTAGEM RELATIVA DA RETRAÇÃO AUTÓGENA EM RELAÇÃO À IDADE DE 28 DIAS, PARA OS CONCRETOS C80 E C60.....	231
TABELA 6.12 – EQUAÇÕES DE CORRELAÇÃO LOGARÍTMICA PARA EXPRESSAR A RETRAÇÃO AUTÓGENA EM FUNÇÃO DA IDADE E RESPECTIVOS COEFICIENTES DE DETERMINAÇÃO. ....	234
TABELA 6.13 – RESULTADOS MÉDIOS DE RETRAÇÃO POR SECAGEM ( $\times 10^{-6}$ ), APÓS 28 DIAS DE CURA SUBMERSA, EM ÁGUA SATURADA COM CAL, PARA OS CONCRETOS C80 E C60, EM DIVERSAS IDADES. ....	244
TABELA 6.14 – ESTIMATIVA DA RETRAÇÃO AUTÓGENA + RETRAÇÃO POR SECAGEM DOS CONCRETOS, COM 337 DIAS, A PARTIR DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS, $\times 10^{-6}$ .....	246
TABELA 6.15 - RESULTADOS MÉDIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS CLASSE C80 E C60, NAS DIVERSAS IDADES E RESPECTIVOS COEFICIENTES DE VARIAÇÃO (ENTRE PARÊNTESES).....	249
TABELA 6.16 - RESISTÊNCIAS RELATIVAS À IDADE DE 28 DIAS PARA OS CONCRETOS CLASSE C80 E C60.	252
TABELA 6.17 – RESULTADOS DO ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS CLASSE C80, AOS 28 DIAS.....	256
TABELA 6.18 - RESULTADOS DO ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS CLASSE C60, AOS 28 DIAS.....	256
TABELA 6.19 - RESULTADOS DO ENSAIO DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS CONCRETOS CLASSE C80_0 EM DIVERSAS IDADES.....	259
TABELA 6.20 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA DOS CONCRETOS CLASSE C80, AOS 28 DIAS.....	262
TABELA 6.21 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA DOS CONCRETOS CLASSE C60, AOS 28 DIAS.....	262
TABELA 6.22 – CORRELAÇÃO ENTRE $F_{ct,28}$ E $F_c$ , AOS 28 DIAS.....	264

TABELA 6.23 – RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA DOS CONCRETOS CLASSE C80_0, EM DIVERSAS IDADES.	265
TABELA 6.24 – EVOLUÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO EM RELAÇÃO À IDADE DE 28 DIAS E EM FUNÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO .....	266
TABELA 6.25 – RELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DIRETA E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PARA C80_0, EM DIVERSAS IDADES. ....	267
TABELA 6.26 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E TEÓRICOS DE $F_{ct}$ , AOS 28 DIAS. ....	268
TABELA 6.27 – RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL ( $F_{ct,sp}$ ), EM CILINDROS DE 100 MM X 200 MM DOS CONCRETOS C80_0 E C60_0.....	269
TABELA 6.28 – CORRELAÇÃO ENTRE A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL ( $F_{ct,sp}$ ) E A RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO ( $F_c$ ) E ENTRE A RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL ( $F_{ct,sp}$ ) E A TRAÇÃO DIRETA ( $F_{ct}$ ).....	270
TABELA 6.29 – MÓDULO DE ELASTICIDADE E DEFORMAÇÃO DE PICO (ENSAIO DE TRAÇÃO) DOS CONCRETOS C80, AOS 28 DIAS.....	274
TABELA 6.30 - MÓDULO DE ELASTICIDADE E DEFORMAÇÃO DE PICO (ENSAIO DE TRAÇÃO) DOS CONCRETOS C60, AOS 28 DIAS.....	274
TABELA 6.31 - MÓDULO DE ELASTICIDADE E DEFORMAÇÃO DE PICO (ENSAIO DE TRAÇÃO) DOS CONCRETOS C80_0, EM DIVERSAS IDADES. ....	278
TABELA 6.32 – RELAÇÃO $E_{ct}/E_{ct,28}$ E $E_c/E_{c,28}$ , PARA O C80_0, EM DIVERSAS IDADES.....	279
TABELA 6.33 – EQUAÇÃO DO CALOR ESPECÍFICO DOS CONCRETOS EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA. ....	284
TABELA 6.34 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS MÉDIOS DESSA PESQUISA E RESULTADOS TEÓRICOS CALCULADOS PELO PROGRAMA COMPUTACIONAL <i>BETONLAB Pro2</i> (SEDRAN E DE LARRARD, 2000), A PARTIR DO MODELO DE EMPACOTAMENTO COMPRESSÍVEL DE DE LARRARD (1999), PARA O CONCRETO DE REFERÊNCIA C80_0. ....	287
TABELA 6.35 RESULTADOS EXPERIMENTAIS MÉDIOS DESSA PESQUISA E RESULTADOS TEÓRICOS CALCULADOS PELO PROGRAMA COMPUTACIONAL <i>BETONLAB Pro2</i> (SEDRAN E DE LARRARD, 2000), A PARTIR DO MODELO DE EMPACOTAMENTO COMPRESSÍVEL DE DE LARRARD (1999), PARA O CONCRETO DE REFERÊNCIA C60_0. ....	287

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIações

---

$\dot{\gamma}$	Gradiente de velocidade
$\dot{\gamma}_{\text{Máx}}$	Gradiente máximo de velocidade
$\mu$	Viscosidade plástica de Bingham
$\xi$	Grau de hidratação
$\sigma$	Tensão superficial na interface líquido/gás
$\rho$	Massa específica do líquido
$\gamma$	Energia superficial do sólido, com água adsorvida
$\lambda$	Constante de proporcionalidade dependente do material e de sua estrutura
$\Sigma$	Área da parede do poro
$\alpha$	Coefficiente de expansão térmica, linear, do concreto
$\Gamma$	Torque
$\tau_0$	Tensão de escoamento de Bingham
$\xi_0$	Grau de hidratação, no patamar de percolação
$\gamma_0$	Energia superficial do sólido, sem água adsorvida
$\epsilon_1$	Deformação autógena unidirecional antes da desforma
$\epsilon_2$	Deformação autógena unidirecional depois da desforma
$(a+ARR)/(c+sa)$	Relação líquido-materiais cimentícios
$\epsilon_c$	Deformação do concreto, no ensaio de compressão
$\epsilon_{cm}$	Deformação do concreto média, no ensaio de compressão
$\epsilon_{ct}$	Deformação do concreto, no ensaio de tração direta
$\Pi_{\text{disj.}}$	Pressão de disjunção
$\theta_E$	Ângulo de contato entre a superfície e a fase líquida
$\Pi_{\text{elet.}}$	Pressão devido a forças eletrostáticas
$\mu_{\text{eq}}$	Viscosidade plástica equivalente (Bingham modificado)
$\gamma_{\text{ESP}}$	Massa específica
$\Pi_{\text{estér.}}$	Pressão devido a interações estéricas
$\Delta l/l$	Aumento linear devido à adsorção de água
$\Delta L_1$	Varição relativa de comprimento, antes da desforma
$\Delta L_2$	Varição relativa de comprimento, após a desmoldagem
$\Omega_{\text{Máx}}$	Máxima velocidade de rotação do reômetro
$\Delta P$	Depressão ou pressão capilar
$\epsilon^{\text{RA}}$	Deformação autógena do concreto
$\epsilon^{\text{RS}}$	Deformação de retração por secagem do concreto
$\epsilon^{\text{T}}$	Deformação de origem térmica do concreto

$\Pi_{\text{van der Waals}}$	Pressão devido a forças de van der Waals
$\tau_y$	Tensão de escoamento de Herschel-Bulkley
Å	Angstrom
$(a+ARR)/(c+sa)$	Relação líquido/materiais cimentícios
$a/(c+sa)$	Relação água/materiais cimentícios
$a/c$	Relação água/cimento
$A_{\text{cil}}$	Área da seção do cilindro
AFt	Agulha de etringita
ARR	Aditivo redutor de retração
ATG	Análise termogravimétrica
BTRHEOM	Reômetro para concreto usado nesta pesquisa do tipo pratos paralelos
C	Compacidade
$C_3A$	Aluminato de cálcio hidratado
C60_0	Concreto classe 60 sem aditivo redutor de retração
C60_1	Concreto classe 60 com 1% de aditivo redutor de retração
C60_2	Concreto classe 60 com 2% de aditivo redutor de retração
C80_0	Concreto classe 80 sem aditivo redutor de retração
C80_1	Concreto classe 80 com 1% de aditivo redutor de retração
C80_2	Concreto classe 80 com 2% de aditivo redutor de retração
Ca	Átomo de cálcio
CAD	Concreto de alto desempenho
$C_{\text{ESP}}$	Calor específico do concreto
CH	Hidróxido de cálcio
C-S-H	Silicato de cálcio hidratado
CV	Coefficiente de variação
dQ	Variação de calor
dU	Variação de energia interna
dW	Variação de trabalho
E	Módulo de elasticidade
$E_a$	Elevação adiabática da temperatura
$E_c$	Módulo de elasticidade do concreto, no ensaio de compressão
$E_{\text{cm}}$	Módulo de elasticidade médio do concreto, no ensaio de compressão
$f_c$	Resistência do concreto à compressão
$f_{\text{cg}}$	Resistência à compressão da rocha
$f_{\text{cm}}$	Resistência do concreto à compressão média
$f_{\text{cM}}$	Resistência à compressão da matriz
$f_{\text{ct}}$	Resistência do concreto à tração direta
$f_{\text{ct,sp}}$	Resistência do concreto à tração por compressão diametral
H	Água
h	Altura do corpo-de-prova
$h_{\text{cil}}$	Altura do cilindro
JCI	Japanese Concrete Institute
K	Grau de compactação
L	Distância inicial entre as extremidades dos pinos, antes da moldagem
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LVDT	Linear variable differential transformer
M	Massa do material
MEC	Método do empacotamento compressível
$\text{Mg}^{2+}$	Íon magnésio
Mg-S-H	Silicato de magnésio hidratado

N	Velocidade de rotação
OH	Hidroxila
p	Coefficiente de aderência entre a pasta e agregado
$P_a$	Pressão parcial do ar seco
$P_g$	Pressão fase gasosa
$P_v$	Pressão parcial do vapor de água
q	Limitação da resistência à compressão do concreto devido ao agregado
Q(t)	Calor exalado no tempo t
Q(t→∞)	Calor exalado no tempo t infinito
r	Raio do poro onde existe menisco
R	Constante dos gases perfeitos
$R_1$	Raio interno do reômetro
$R^2$	Coefficiente de determinação
$R_2$	Raio externo do reômetro
RA	Retração autógena
$R_t$	Resistência à tração da pasta de cimento em equilíbrio com UR = h
$R_{t0}$	Resistência à tração da pasta de cimento em equilíbrio com UR =0
Si	Átomo de silício
$SO_4^{2-}$	Íon sulfato
SSS	Saturado superfície seca
T	Temperatura
$t_0$	Tempo de transição de fluido para sólido
$T_{ad}$	Temperatura adiabática
TPFE	Politetrafluoretileno
UR	Umidade relativa
$V_1$	Volume dos reagentes, na escala macroscópica
$v_1$	Volume dos reagentes, na escala microscópica
$V_2$	Volume dos produtos hidratados, na escala macroscópica
$v_2$	Volume dos produtos de hidratação, na escala microscópica
$v^a$	Volume de pasta, na escala microscópica
$v^b$	Volume de agregado, na escala microscópica
$v^c$	Volume na interface agregado pasta, na escala microscópica
$V_m$	Volume molar do líquido
$X_{ia}, X_{ib}$	Leituras nos extensômetros no tempo i
$X_{0a}, X_{0b}$	Leituras iniciais nos extensômetros

"Viver  
E não ter a vergonha de ser feliz  
Cantar e cantar e cantar  
A beleza de ser um eterno aprendiz  
Eu sei que a vida seria bem melhor e será  
Mas isso não impede que eu repita  
É bonita, é bonita e é bonita"

(O que é que é)  
Gonzaguinha

# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Abrangência do tema e sua importância

O concreto de cimento Portland apresenta mudanças volumétricas devido à secagem, temperatura, carregamento, reação de hidratação e mecanismos de degradação. Essas mudanças volumétricas são críticas durante as primeiras idades, quando o concreto é muito vulnerável à fissuração. Se não há restrição para o concreto se expandir e retrair, poderá se deformar livremente e mudar de volume sem desenvolvimento de tensões de tração. Entretanto, como a maioria dos concretos está restrito, freqüentemente surgem tensões de tração, altas o suficiente para gerarem fissuração.

As fissuras não estruturais do concreto constituem um problema sério cuja origem ainda precisa de um melhor entendimento. Por esta razão, diversos pesquisadores têm se dedicado ao estudo desse assunto. Apesar dos avanços obtidos, o fenômeno da retração está longe de ser totalmente compreendido (KOVLER e ZHUTOVSKY, 2006). *Este estudo se concentra sobre a retração autógena em concreto de alto desempenho (CAD), cuja ocorrência é inevitável, pois é decorrente da hidratação do cimento.* A importância de se aprofundar o estudo é fundamental, visando minimizar a retração a níveis satisfatórios.

A deformação autógena do concreto é a deformação livre que acontece num concreto selado, submetido à temperatura constante, sem atuação de carregamento. Apenas no fim da década de 80, com o crescimento do uso do CAD se observou que o surgimento de fissuras nesses concretos devia-se também às deformações autógenas. A partir de meados dos anos 90 intensificaram-se os estudos sobre esse assunto. Durante os últimos 10 anos, tem aumentado o foco sobre deformação autógena tanto na pesquisa sobre

concreto como na sua execução. JENSEN e HANSEN (2001) mencionam que desde 1996 tem havido conferências internacionais, voltadas para esse assunto, entre elas, International Research Seminar on Self-Desiccation and its Importance in concrete Technology (Suécia, 1997), International Workshop AUTOSHRINK'98 (Hiroshima, 1998) e International RILEM Workshop on Shrinkage of Concrete (Paris, 2000). KOVLER e ZHUTOVSKY (2006) mencionam que apenas recentemente, na última década, a pesquisa sobre retração autógena se transformou num “*hot topic*”, ao contrário da retração por secagem que vem sendo investigada desde a década de 40.

A determinação das deformações autógenas tem sido realizada, em pastas, sob a forma volumétrica, há mais de 50 anos (DAVIS, 1940 *apud* JENSEN e HANSEN, 2001b), e, sob forma linear (unidirecional), há pelo menos 40 anos. Em concreto, sob a forma linear, vêm sendo determinadas mais recentemente (a partir da década de 90), sendo objeto de estudo de vários pesquisadores, entre eles E. TAZAWA, S. MIYAZAWA, O. JENSEN, K. HANSEN, TAKAHASHI, TAKADA, A. HAMMER, O. BJØNTEGAARD, E. SELLEVOLD, A., B. PERSSON, D. BENTZ, D. CUSSON, V. BAROGHEL-BOUNY, P. LURA, W. WEISS, B. RONGBING, S. JIAN, N. TAKAFUMI, K. FOLLIARD, N. BERKE. No Brasil, há pesquisas em retração autógena desenvolvidas no Laboratório de Estruturas do PEC/COPPE/UFRJ pelos pesquisadores FORMAGINI (2005), em concreto, usando a metodologia de TAZAWA e MIYAZAWA , proposta pelo JCI – Committee Report of Japan Concrete Institute, 1999) e por BALTHAR (2005), em pastas, seguindo as prescrições da ASTM C 490 (2002).

Nos concretos usuais, a deformação autógena é desprezível, enquanto no CAD é bastante significativa, devido à relação a/c baixa, adição de material cimentante suplementar associada ao elevado consumo de cimento (JENSEN e HANSEN, 2001b). A retração autógena é maior no CAD devido ao desenvolvimento rápido de uma rede porosa e fina, dentro da pasta de cimento, que gera tensão capilar mais elevada. Como as estruturas têm uma ou mais forma de restrição, o risco de fissuração no CAD é maior, sobretudo nas idades iniciais, podendo comprometer sua resistência, durabilidade e estética.

## *1.2 Motivação para realização da pesquisa*

As estratégias mitigadoras apresentadas na literatura para reduzir a retração autógena incluem: a adição de aditivo redutor de retração, o ARR (comumente usado para controlar a retração por secagem), uso de cimentos expansivos (via formação de etringita ou via hidratação da cal livre ou do periclásio - MgO), controle do tamanho e da distribuição de partículas de cimento, modificação da composição mineralógica do cimento, adição de agregado leve saturado, adição de fibras (polimérica, celulose, metálica ou de carbono) e, mais recentemente, o uso de “água incorporada”, ou seja, partículas muito finas de polímero super absorventes, para formação de inclusões de macro poros cheios de água na pasta de cimento (BENTZ e JENSEN, 2004; KOVLER e ZHUTOVSKY, 2006). Os autores mencionam a possibilidade de se usar uma solução combinando mais de uma das estratégias, porém advertem que podem surgir novos problemas com o uso dessas novas alternativas.

O ARR e os aditivos expansores (para fabricar concreto com retração compensada) têm sido usados para diminuir os riscos de fissuração devido à retração por secagem. Entretanto, devido à semelhança de mecanismo da retração por secagem e retração autógena, o ARR tem sido sugerido para reduzir também a retração autógena, enquanto os agentes expansivos continuam sendo indicados para compensar a retração por secagem, nas estruturas de concreto armado (RONGBING e JIAN, 2005). O ARR, portanto, é uma estratégia promissora e de simples utilização para reduzir a retração autógena de concretos de alto desempenho.

No exterior, foram desenvolvidas algumas pesquisas (ver item 3.7.4.5), em argamassa, usando ARR para combater retração autógena. No Brasil não foi encontrada pesquisa usando ARR.

Além da problemática relacionada à retração autógena em CAD, há a questão da confusão com a terminologia encontrada na literatura técnica para designar as deformações dos sistemas cimentícios, particularmente nas idades iniciais. Esse fato, associado à ausência de um procedimento padrão para a determinação experimental da retração autógena, tem dificultado enormemente a comparação dos resultados obtidos por diferentes pesquisadores. As retrações autógenas apresentadas em diferentes publicações variam enormemente em magnitude e em sinal.

É de suma importância a realização de pesquisa específica, com embasamento teórico experimental, para se ter conhecimento do comportamento do concreto contendo ARR, usá-lo com segurança onde for apropriado, fornecer informações que contribuam para possíveis mudanças nas normas nacionais em vigor e para gerar subsídios para simulação numérica.

### *1.3 Objetivos*

A originalidade deste trabalho reside sobre os dois objetivos principais estabelecidos:

- Investigar, em concretos de alto desempenho, a influência de um produto novo (o aditivo químico redutor de retração -ARR) no combate à retração autógena de CAD, iniciando-se a determinação experimental no momento (ou bem próximo do momento) em que o concreto começa a ter capacidade de transferir tensões de tração, realizando os seguintes estudos:
  - compatibilidade entre aditivo ARR e cimento Portland, na presença de adição mineral e superplastificante;
  - determinação experimental do patamar de percolação, delimitando o início das tensões induzidas de tração;
  - reologia de CAD;
  - propriedades mecânicas e elásticas;
  - redução da umidade relativa interna;
  - retração por secagem de CAD e
  - propriedades térmicas de CAD.
- Formular uma classificação e uma terminologia para as deformações que podem ocorrer nos sistemas cimentícios, dividido-as em dois grandes grupos (deformações autógenas e não autógenas), (i) usando conceitos da termodinâmica para precisar a ocorrência do fenômeno, (ii) estabelecendo escala de tempo quanto ao estado do material (suspensão ou sólido) e (iii) definindo as escalas de tamanho (super-macro, macro, micro, sub-micro e nano) em que ocorrem os fenômenos.

## *1.4 Estrutura do trabalho*

Este trabalho está organizado em 7 capítulos e dois apêndices. O capítulo 2, seguido ao capítulo 1 introdutório, trata da transição do concreto do estado de suspensão para o estado sólido, demarcando o momento em que o concreto apresenta capacidade para transferir tensões de tração, induzidas pelas deformações. O momento da transição delimita o início da determinação experimental da retração autógena, objeto principal dessa pesquisa. Chama-se atenção para o fato desse sólido formado ser poroso e conter água em situações diferentes, cuja remoção é de importância fundamental para o estudo da retração e fluência.

O capítulo 3 trata do estado da arte sobre retração autógena, apresentando os principais mecanismos atualmente debatidos para explicar a origem do fenômeno e os parâmetros que o influenciam. São mostradas diversas metodologias para determinação da retração autógena, chamando atenção para o fato da inexistência de um procedimento padrão dificultar a comparação dos resultados experimentais. São apresentadas as maneiras para mitigar a retração autógena e a alternativa usada neste trabalho, que é uso do aditivo redutor de retração (ARR). São mencionados estudos realizados por pesquisadores, sobre a influência desse aditivo nas propriedades de sistemas cimentícios. Por fim, é mencionada a contribuição desta pesquisa.

No capítulo 4 é mostrada a falta de consenso na literatura técnica acerca da terminologia e da classificação adotadas para designar os diferentes tipos de deformação que podem ocorrer num sistema cimentício, sobretudo para as variações volumétricas nas primeiras idades. Neste capítulo é proposta uma terminologia e uma classificação baseada em conceitos da termodinâmica, precisando os fenômenos numa escala de tempo e de tamanho, com enfoque para o fenômeno da retração autógena.

O capítulo 5 trata do programa experimental. São apresentados (i) os materiais usados para fabricação dos concretos e o motivo de sua escolha, (ii) os ensaios para qualificação realizados, (iii) o método e as condições estabelecidas para a dosagem dos concretos, (iv) o procedimento para fabricação dos concretos e armazenamento dos corpos-de-prova e (v) o programa computacional Betonlab pro2<sup>®</sup> para comparação com os resultados experimentais. Descreve-se detalhadamente a metodologia adotada para determinar as propriedades investigadas nesta pesquisa: o patamar de percolação

(usando pulso ultra-sônico), a retração autógena, a umidade relativa interna do concreto, a retração por secagem, as propriedades reológicas, mecânicas, elásticas e térmicas.

No capítulo 6 são apresentados os resultados obtidos e feitas discussões sobre a influência do aditivo redutor de retração no combate à retração autógena e retração por secagem, bem como seu efeito nas propriedades reológicas, mecânicas elásticas e térmicas. Por fim é feita uma comparação entre os resultados experimentais e os resultados teóricos calculados pelo programa computacional *Betonlab Pro2*<sup>®</sup> (SEDRAN e De LARRARD, 2000), a partir do Modelo de Empacotamento compressível de De LARRARD (1999).

O sétimo e último capítulo trata das considerações finais, onde são apresentadas a sinopse e a conclusão deste trabalho, e as sugestões para trabalhos futuros.

Complementam este trabalho a relação das referências bibliográficas citadas no texto e dois apêndices. No apêndice A são mostradas as etapas utilizadas para aferir a dosagem experimental usando o programa computacional *Betonlab pro2*<sup>®</sup>. No apêndice B são mostrados os resultados individuais de ensaios para o capítulo 6.

"É tanta coisa pra gente saber  
O que cantar, como andar, onde ir  
O que dizer, o que calar, a quem querer  
...  
E quando escutar um samba-canção  
Assim como  
"Eu Preciso Aprender a Ser Só"  
Reagir  
E ouvir  
O coração responder:  
Eu preciso aprender a só ser"  
(Eu preciso aprender a ser só)  
Gilberto Gil

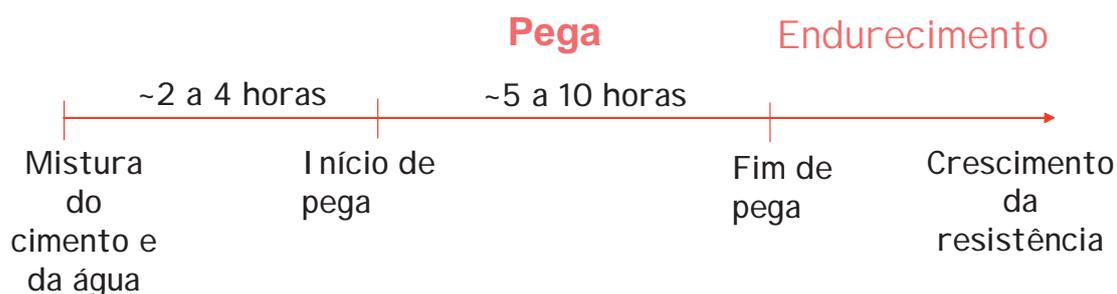
## 2 A TRANSIÇÃO DE SUSPENSÃO PARA SÓLIDO POROSO

### 2.1 Pega e o endurecimento - A terminologia usual

Tradicionalmente, em tecnologia do concreto, é usual a utilização dos termos enrijecimento, pega e endurecimento, para designar a evolução dos processos químicos de hidratação dos sistemas cimentícios.

Em termos gerais, pega se refere à mudança de estado fluido para um estado rígido (NEVILLE, 1995). Pega é o termo empregado para designar o *enrijecimento* da pasta de cimento, embora seja arbitrária a definição do enrijecimento da pasta. Enrijecimento é a perda de consistência da pasta plástica de cimento. Segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), o que causa o enrijecimento da pasta, e finalmente, a pega e o endurecimento (Figura 2.1) é a perda gradual da água livre devido (i) às reações de hidratação, (ii) à adsorção física na superfície dos produtos de hidratação de baixa cristalinidade (como o C-S-H e a etringita) e (iii) à evaporação. O início de pega marca o tempo em que a pasta se torna não trabalhável. Por conseqüência, o lançamento, a compactação e o acabamento do concreto, após este estágio, se torna difícil. A pasta não se solidifica repentinamente, necessita de um tempo considerável para se tornar totalmente rígida. O tempo necessário para solidificar completamente marca o tempo de fim de pega, que não deve ser longo para permitir, o quanto antes, a retomada das atividades construtivas, após o lançamento do concreto (MEHTA e MONTEIRO, 1994). *Os termos início e fim de pega são usados para descrever arbitrariamente*

*estados escolhidos da pega.* Embora durante o intervalo de início e fim de pega, a pasta adquira uma certa resistência, do ponto de vista prático, o desenvolvimento de resistência da pasta é considerado depois do fim de pega, quando então se inicia o endurecimento (NEVILLE, 1995). Em tecnologia do concreto, o termo *endurecimento* se refere ao ganho de resistência com o tempo, após a pega. Em geral, o início da pega ocorre dentro de 2 a 4 horas enquanto o fim de pega acontece numa idade entre 5-10 horas, sob condições normais de temperatura.



**Figura 2.1** Representação dos estágios desde a mistura do cimento e a mistura com água, passando pelos tempos de pega e endurecimento.

## 2.2 A importância da determinação da transição suspensão-sólido

Embora os termos *pega* e *endurecimento* sejam úteis para a prática do concreto, não fornecem uma definição precisa da idade na qual as tensões podem ser transferidas nos elementos de concreto, fundamental para o caso da retração autógena. A determinação precisa desse tempo é de suma importância para a área experimental e área numérica. No caso da retração autógena, estudos realizados por AITCIN (1998) mostram que, se uma atenção especial não for dispensada para assegurar que a determinação experimental dessa propriedade comece no ‘tempo zero’, os resultados podem ser substancialmente subestimados. Para solucionar essas dificuldades, organismos normalizadores começaram a modificar as especificações de modo a contemplar as necessidades dos concretos de alto desempenho, fazendo *sugestões específicas quanto à terminologia referente ao tempo no qual a determinação da retração autógena deve começar e o respectivo método de ensaio*. O JCI (*Japanese Concrete Institute technical committee on Autogenous Shrinkage*, 1998) recomenda iniciar a determinação da retração autógena no tempo de início de pega. No entanto, muitos órgãos normalizadores estão vagarosos no processo de padronização do procedimento

experimental para determinar esse tempo inicial. Isso tem deixado à mercê do pesquisador ou do consultor de engenharia tal decisão. A falta de padronização, com aceitação geral, dificulta a comparação direta entre diferentes materiais cimentícios e prejudica a comparação dos modelos teóricos, disponíveis na literatura técnica. Também, o desenvolvimento de simulações numéricas precisas requer que sejam usados graus de hidratação apropriados no ponto de referência inicial ( $t_0$ ).

### 2.3 Patamar de percolação - A terminologia adotada neste trabalho

Para BENTUR (2002), o tempo de transição de fluido para sólido ( $t_0$ ) ocorre aproximadamente no tempo de pega. Porém, os tempos de pega são determinados de maneira arbitrária e podem não ser idênticos a  $t_0$ . Estudos realizados por JUSTNES et al. (2000) apud BENTUR (2001) mostram que, algumas vezes, o tempo  $t_0$  pode se situar no intervalo entre início e fim de pega e, ocasionalmente, pode ocorrer no fim da pega ou até depois.

Durante as primeiras poucas horas após a mistura, o concreto varia de suspensão para comportamento de sólido, quando passa a apresentar retração, propriedades mecânicas e elásticas. Para estimar as propriedades mecânicas dos concretos nas primeiras idades, assim como as tensões causadas pela retração autógena e a diferença de temperatura, é essencial se conhecer o grau de hidratação inicial, a partir do qual pode ser assumido que o desenvolvimento de resistência e de rigidez se iniciou.

O conceito *grau de hidratação* ( $\xi$ ) define, de maneira global, o avanço das reações de hidratação. O grau de hidratação a um instante ( $t$ ) pode ser definido como a relação da quantidade de cimento antes de reagir, num instante  $t$ , sobre a quantidade de cimento anidro inicial (Eq. 2.1); ou pela relação entre a quantidade de água ligada no tempo  $t$  sobre a quantidade de água ligada no tempo  $t = \infty$  (Eq. 2.2); ou ainda pela relação entre a quantidade de calor liberado no tempo  $t$ , sobre a quantidade de calor exalado no tempo  $t = \infty$  (Eq. 2.3).

$$\xi(t) = 1 - \frac{\text{quantidade de cimento não hidratado}}{\text{quantidade total de cimento}}, \xi \in [0,1] \quad \text{Eq. 2.1}$$

$$\xi(t) = \frac{\text{quantidade de água ligada no tempo } t}{\text{quantidade de água ligada no tempo } t = \infty} = \frac{W_n(t)}{W_n(t = \infty)}, \xi \in [0,1] \quad \text{Eq. 2.2}$$

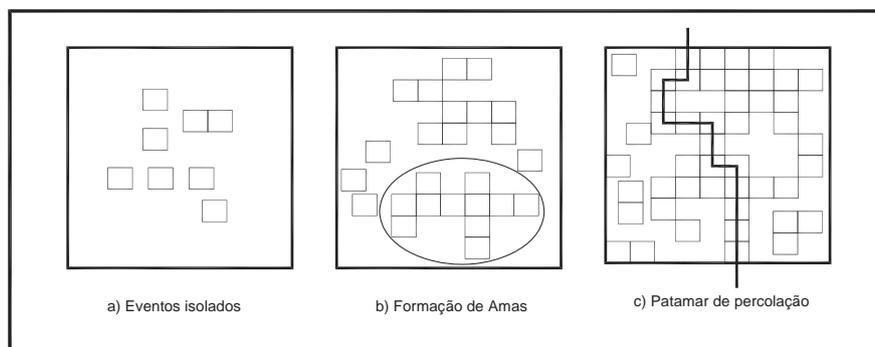
$$\xi(t) = \frac{\text{quantidade de calor exalado no tempo } t}{\text{quantidade de calor exalado no tempo } t = \infty} = \frac{Q(t)}{Q(t = \infty)}, \xi \in [0,1] \quad \text{Eq. 2.3}$$

As variações dimensionais que acontecem no estágio quando o material cimentício se comporta como um fluido normalmente não têm grande importância do ponto de vista prático, pois o material se deforma plasticamente, sem gerar tensões. A redução de volume externo é uma simples contração plástica (Contração *Le Chatelier*). Entretanto, quando o material cimentício passa de um fluido para um sólido viscoelástico, são geradas: (i) tensões internas devido às variações volumétricas da pasta contra as inclusões rígidas e sólidas de agregados, e (ii) tensões que são geradas por todo o material cimentício se o elemento estrutural estiver externamente restringido (BENTUR, 2001).

A transição fluido-sólido é importante também com relação à modelagem matemática para estimar variações dimensionais. As variações induzidas por retração química num material selado são modeladas a partir do tempo de transição líquido-sólido, baseado na autodessecação e nas tensões capilares resultantes; enquanto as mudanças de volume, induzidas por retração térmica, são calculadas com base no coeficiente de expansão térmica, que é mínimo no estágio fluido-sólido e aumenta quando a autodessecação é gerada (BENTUR, 2001).

A teoria da percolação de ACKER (1988) permite simular a hidratação do cimento e descrever o fenômeno da pega. Os grãos sólidos de cimento, anteriormente isolados na fase suspensão, começam a ter contato entre si, à medida que os produtos de hidratação vão sendo formados ao redor desses grãos. O estabelecimento dessas ligações mecânicas entre os grãos ocorre de maneira aleatória e descontínua no volume, passando, no estágio seguinte, para a formação de *amas, subconjuntos contínuos de grãos ligados mecanicamente*. O aparecimento do primeiro caminho contínuo atravessando o conjunto constitui o patamar de percolação, que é o primeiro caminho

contínuo de grãos mecanicamente ligados, unindo uma face do volume à face oposta (Figura 2.2).



**Figura 2.2 Representação esquemática das noções da teoria da percolação segundo ACKER (1988).**

*O termo ‘patamar de percolação’ ou ‘tempo zero’ é definido no escopo deste trabalho para descrever a duração entre o instante em que a água entra em contato com o cimento até o tempo no qual o concreto desenvolve uma estrutura suficiente para permitir transferência de tensões de tração através do concreto.*

#### **2.4 Os métodos para determinação da transição suspensão-sólido**

A determinação precisa do patamar de percolação é de suma importância para compreender o comportamento nas idades iniciais do concreto, especialmente para se determinar experimentalmente as variações de volume e calibrar os modelos numéricos, considerando as tensões e a relaxação, desde o tempo que essas propriedades fisicamente se iniciam (WEISS, 2002). Existem diferentes técnicas para determinar a pega e o endurecimento do concreto. Entretanto, como já mencionado anteriormente, são determinações arbitrárias, desprovidas de uma terminologia e procedimento padrão, de uso consensual.

Dentre os métodos usados para estimar a pega dos materiais cimentícios, serão descritos o de penetração mecânica, o de evolução da taxa de temperatura (devido à liberação do calor de hidratação) e o da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas, por serem de interesse neste trabalho. Para cada uma das técnicas, as condições de temperatura na sala de ensaio devem ser padronizadas uma vez que o patamar de percolação é dependente da temperatura do sistema cimentício. Em sistemas com temperaturas mais

elevadas resultam reações químicas mais rápidas, conduzindo a ‘tempo zero’ menor, enquanto sistemas com temperaturas mais baixas correspondem a ‘tempo zero’ ocorrendo numa idade mais avançada.

#### *2.4.1 Penetração mecânica*

Um dos métodos mais usuais para determinar quando o concreto começa a desenvolver propriedades mecânicas é o ensaio de penetração padrão (ASTM 403). Embora este ensaio seja mencionado normalmente como ensaio para determinação de tempos de pega, ele simplesmente descreve uma idade na qual a argamassa, de um dado concreto, desenvolve uma resistência à penetração de aproximadamente 500 psi, ou seja, 3,5 MPa (a resistência à compressão é aproximadamente igual a zero). O tempo de fim de pega se refere ao ponto onde a argamassa de um dado concreto atinge uma resistência à penetração de 4000 psi, correspondendo a 28 MPa (a resistência à compressão é aproximadamente 100 psi ou 0,75 MPa).

Entretanto, o ensaio padrão para determinação dos tempos de pega continua sendo realizado usando o teste de um parâmetro: penetração de uma agulha. O ensaio é realizado quase universalmente com o aparelho de *Vicat*, que mede a resistência de uma pasta de cimento à penetração de uma agulha, com massa padrão. No Brasil, o método de ensaio é prescrito pela NBR NM 65 (2002). O tempo de início de pega é designado como o tempo decorrido desde que a água foi adicionada ao cimento até o momento no qual a agulha de *Vicat*, com diâmetro e massa padrão, penetra na pasta de consistência normalizada e estaciona a 1mm do fundo de um molde específico. Portanto é necessário determinar, para cada cimento, o teor de água da pasta que produza a consistência padronizada (NBR NM 67, 1998). O tempo de fim de pega é definido como o intervalo de tempo desde o lançamento de água ao cimento até a primeira, entre três leituras sucessivas, iguais ou superiores a 38 mm, feita na pasta de consistência normal, usando a agulha de *Vicat*.

O ensaio de tempos de pega é usado normalmente para controle de produção e controle de recebimento de cimento, para averiguar se atende às especificações de norma, para sua designação, informando se está apto ao uso. O ensaio de tempo de início de pega é prescrito por norma para recebimento enquanto o de tempo de fim de pega é facultativo.

As normas do tipo especificação estabelecem os limites aceitáveis para cada designação de cimento Portland. Em termos práticos, o tempo de início de pega dá uma idéia do tempo disponível para manusear o concreto, fabricado com aquele cimento. Porém, o resultado é pouco preciso, pois o ensaio é feito sob condições padronizadas enquanto no campo, o concreto sofre influência de fatores como temperatura e umidade relativa do ar, não controladas, além do uso de aditivos químicos, que podem alterar o tempo de pega.

Segundo WEISS (2002), devido à arbitrariedade desses métodos, pode-se assumir que eles não fornecem o tempo  $t_0$  diretamente. Este método está sendo mencionado neste trabalho porque é muito difundido, devido à sua simplicidade e baixo custo e também *porque vem sendo usado para indicar quando a retração autógena se inicia* (JCI – *Committee Report of the Japan Concrete Institute, 1998*).

#### 2.4.2 Curva calorimétrica

Um dos métodos mais antigos para caracterizar o processo de endurecimento do concreto consiste em avaliar a evolução da liberação de calor à medida que o sistema se hidrata. A Figura 2.3 apresenta uma ilustração conceitual de um diagrama típico dessa evolução.

Para WEISS (2002), normalmente é aceito que o tempo de início de pega (enrijecimento) corresponde a um ponto que ocorre em algum lugar logo após a transição do estágio 2 para o 3, enquanto o tempo de fim de pega (início do endurecimento) acontece num ponto próximo ao pico evidenciado no estágio 3 para o 4. Esse autor relata que o método proporciona informação sobre a cinética de hidratação, mas não é específico para se determinar as propriedades mecânicas. Este procedimento é usado com frequência como método comparativo com outros que estimam a pega e o endurecimento. WEISS (2002) menciona ainda que o método pode indicar variações nas reações químicas que conduzem a mudanças no desenvolvimento da microestrutura. Entretanto, uma vez que o ensaio é iniciado por reações químicas e não por processos mecânicos, o método tende a antecipar as determinações e pode não proporcionar uma correlação direta com o ‘tempo zero’.



**Figura 2.3 Ilustração conceitual da evolução da taxa de calor determinada para uma pasta de cimento, durante a hidratação (MINDESS e YOUNG, 1981).**

Para D'ALOIA (2002), o tempo início de pega corresponde ao fim do período de dormência. Segundo esse autor, o aumento de temperatura dentro das estruturas de concreto é devido ao calor de hidratação do cimento, cerca de 300 a 450 J/g de cimento. Este fenômeno tende a se intensificar em grandes estruturas, devido, entre outros, ao efeito massa e em parte pela temperatura ambiente, pela armadura, pelo tipo e pela rigidez da fôrma.

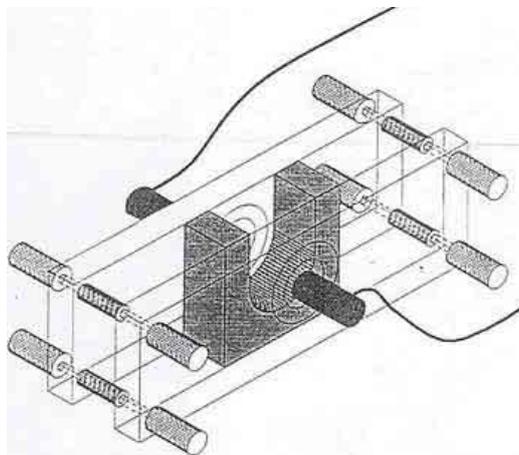
O método da evolução da liberação de calor é empregado nesta pesquisa para determinar o fim da fase de dormência de concretos (seções 5.4.5 e 6.3.2).

### 2.4.3 Pulso ultra-sônico

CASSON e DOMONE (1982) *apud* REINHARTDT (2000) e WEISS (2002) descrevem um dos primeiros estudos sobre a utilização da velocidade do pulso ultra-sônico (*Ultrasonic Pulse Velocity*) para determinar a pega de concretos. Na década de 70, cresceu rapidamente o uso da onda ultra-sônica para determinar as propriedades do concreto. Os autores usam o método para mostrar a influência da temperatura e dos aditivos no tempo de pega. Também apresentam uma correlação razoável entre a derivada da velocidade do pulso ultra-sônico (em relação ao tempo) e a máxima velocidade da reação de hidratação. Estudos subsequentes realizados por KEATING *et al.* (1989) mostram que, antes da pega, a suspensão domina as propriedades de propagação da onda ultra-sônica. Enquanto o concreto tem comportamento de fluido,

fica difícil a propagação dessas ondas. Entretanto, após o patamar de percolação da estrutura sólida (transição suspensão-sólido), eles observaram uma mudança na resposta. Nas idades iniciais, as ondas de cisalhamento são mais úteis que as ondas de compressão em um concreto, uma vez que as primeiras não se propagam num material líquido. Segundo os autores, a idade na qual as ondas de cisalhamento começam a se propagar corresponde à transição sólido-suspensão da pega do concreto. LEVASSORT e COHEN-TENOUDJI (1996) *apud* WEISS (2002) desenvolveram um procedimento para usar uma combinação das ondas de cisalhamento e de compressão, para monitorar o desenvolvimento de constantes elásticas em pastas e argamassas. Recentemente, KRAUß e HARIRI (2006) usaram ondas de compressão e de cisalhamento para avaliar o endurecimento do concreto sob condições de cura adiabática.

REINHARDT *et al.* (2000) determinaram a pega de argamassas monitorada por ondas ultra-sônicas, de maneira automatizada, usando um dispositivo de ensaio desenvolvido pelos autores (Figura 2.4).

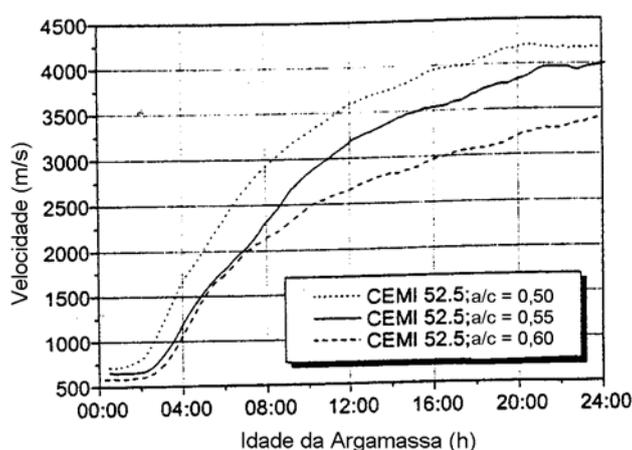


**Figura 2.4 - Dispositivo para determinação da pega usando pulso ultra-sônico, criado por REINHARDT *et al.* (2000).**

A argamassa é colocada numa espécie de esponja de borracha, em formato de 'U', contida por duas chapas de polimetacrilato, unidas por parafusos metálicos. O aparato é adensado numa mesa vibratória. As paredes de polimetacrilato têm sua espessura reduzida de 14 mm para 1,5 mm, no local onde o receptor e o transmissor se encaixam. Isso assegura que a onda atravesse a argamassa, tão diretamente quanto possível. A esponja de borracha, capaz de absorver muita umidade, garante a manutenção de uma

camada de água entre a argamassa e a parede da forma, assegurando o contato quando a argamassa reduz de volume devido à hidratação

A Figura 2.5 mostra as curvas velocidade do pulso ultra-sônico versus idade, de três argamassas normal (1:3, em massa), com relação a/c diferentes (0,5, 0,55 e 0,60), usando o aparato de REINHARDT *et al.* (2000).



**Figura 2.5** Curva velocidade do pulso ultra-sônico versus idade da argamassa (REINHARDT *et al.*, 2000).

Os autores mencionam que é necessário realizar mais estudos para correlacionar alguns pontos da curva com o início e o fim de pega do cimento. Considerando a transição de fluido para sólido ( $t_0$ ), no instante em que ocorreu uma mudança brusca na velocidade de propagação do pulso ultra-sônico, o resultado correspondeu a aproximadamente 2h, nas três misturas. No intervalo de a/c estudado, o tempo  $t_0$  não sofreu alteração.

Essa técnica é adotada neste trabalho para determinação do patamar de percolação (seções 5.4.4 e 6.3.1). Na seção 6.3.3 é feita uma correlação entre os resultados obtidos pelo método calorimétrico e pulso ultra-sônico.

Mais pesquisas são necessárias para relacionar os resultados de um método e outro diretamente. Também são necessárias mais pesquisas para determinar como as propriedades se relacionam com o início da capacidade do concreto de transferir tensões.

## 2.5 *Evolução da porosidade da pasta de cimento durante a hidratação*

Além da importância do conceito de patamar de percolação, determinando o momento em que o sistema cimentício passa a ter comportamento de material sólido, é necessário mencionar que ele apresenta porosidade e que esses poros podem ficar mais ou menos cheios de água durante a hidratação, em função principalmente da relação a/c. A remoção dessa água nos poros é de suma importância, pois pode gerar retração e deformação por fluência no sistema cimentício, com maior ou menor intensidade, em função, principalmente, de como a água está ligada aos sólidos da pasta.

Existem na literatura várias classificações para tamanho de poros. Será considerada a classificação apresentada no trabalho de BAROGHEL-BOUNY (1994) para a caracterização da estrutura porosa de pastas de cimento e de concretos. No trabalho da pesquisadora foram realizadas diferentes técnicas experimentais para se chegar a uma descrição bem completa da porosidade e da superfície específica da microestrutura, desde os poros relativos ao gel de C-S-H até a escala dos macroporos.

Três modos porosos são colocados em destaque:

- Primeiro modo poroso: corresponde aos *raios de poro da ordem de 1000 Å*. Esse primeiro modo poroso corresponde ao espaço situado inicialmente entre os grãos de cimento. Estes são os poros ditos *capilares*. À medida que a hidratação avança, esse modo poroso dá lugar a um segundo modo poroso correspondendo a vazios menores (o desenvolvimento dos hidratos vai preenchendo progressivamente os espaços inicialmente ocupados pela água). Esta transição ocorre mais ou menos rapidamente dependendo da relação a/c da pasta. Para uma relação a/c elevada, este primeiro modo poroso pode estar presente após meses de hidratação, ao passo que pode desaparecer nos primeiros dias, para uma relação a/c baixa.
- Segundo modo poroso: corresponde aos *raios de poros da ordem de 100-200 Å*. Esse segundo modo poroso é representativo da rede porosa residual após a formação dos hidratos externos. Trata-se dos vazios situados entre as *amas* dos hidratos. A porosidade relativa a esse modo poroso aumenta com a hidratação à medida que os C-S-H vêm preencher os espaços intergrãos iniciais. Este modo

poroso, característico do conjunto das *amas* dos hidratos, pode ter sua dimensão característica afetada pela distribuição granulométrica inicial.

- Terceiro modo poroso: corresponde àquele com *raio de poro da ordem de 20 - 50 Å*. Este terceiro modo poroso é característico dos poros de C-S-H (inter partículas ou interlamelar). A porosidade do C-S-H parece ser dependente do tipo de material considerado. Segundo a experiência de BAROGHEL-BOUNY (1994) em pastas de alto desempenho, contendo sílica ativa e relação água/sólido = 0,17, a distribuição de tamanho de poros é bem estreita, com um pico em 16,5 Å (C-S-H densos). Para as pastas qualificadas como ordinárias (nas experiências de BAROGHEL-BOUNY, com a/c=0,35), a zona porosa é bem larga, compreendida entre 20 e 50 Å, com pico em 30 Å (C-S-H) bem desenvolvidos e fibrosos). A porosidade volumétrica total intrínseca ao C-S-H (calculada a partir das isotermas de sorção de vapor de água sobre os materiais com idade de um ano e meio) é da ordem de 28% para pastas ordinárias e é menor para pastas ditas de alto desempenho, sendo da ordem de 20%.

Nos extremos desses três modos, pode-se considerar (1) a porosidade associada às falhas do material (bolhas de ar, ...), cujo tamanho característico pode variar de micrômetro a milímetro, e (2) a porosidade do poro de gel de C-S-H (poros inter folhas), cujo pico se situa a alguns Å (BOIVIN, 2001).

É importante ter em mente que a microestrutura da pasta de cimento desenvolve uma grande superfície interna devido ao fato da extrema divisão dos produtos de hidratação e de sua forte porosidade.

## *2.6 Estado da água dentro da pasta de cimento*

A água presente na pasta de cimento endurecida (a água de mistura residual, após a hidratação dos grãos de cimento, e a umidade proveniente do meio ambiente) é um constituinte à parte da microestrutura. Essa água desempenha um papel essencial no comportamento do material endurecido, sob o ponto de vista mecânico (resistência, retração e fissuração devido à saída de água dos poros, fluência,...) e de durabilidade (por parâmetros tais como permeabilidade aos líquidos e aos gases). Além disso, a maioria dos processos químicos e físicos de degradação das estruturas de concreto

armado (reação álcali-sílica, expansão devido à etringita tardia, carbonatação, corrosão, crescimento de microorganismos...) necessitam da presença de água sob alguma forma. Todos os fenômenos regidos por transferência hídrica são função da microestrutura do material.

Os tipos de água que coexistem nas matrizes sólidas têm sido objeto de numerosas classificações. A distinção entre as diferentes classes não é bem definida e é algumas vezes puramente fictícia. Neste estudo é usada uma classificação simples, com base em BAROGHEL-BOUNY (1994):

- Água quimicamente ligada
- Água adsorvida
  - Água externa ou interlamelar ( $< 20 \text{ \AA}$ ) - adsorvida sobre a superfície externa das partículas (lamelas)
  - Água inter folhas (de alguns Angstroms) - fixada nos pequenos espaços entre as folhas das partículas
- Água capilar
- Água livre

Excetuando-se a água quimicamente combinada, os outros estados são função do tamanho dos vazios dentro dos quais a água se encontra. O estado da água está relacionado à dificuldade que se tem de esvaziar o poro em questão.

### *2.6.1 Água quimicamente ligada*

A água quimicamente ligada é a água que foi consumida durante as reações de hidratação do cimento e que está combinada com outros compostos dentro dos hidratos.

Distinguem-se :

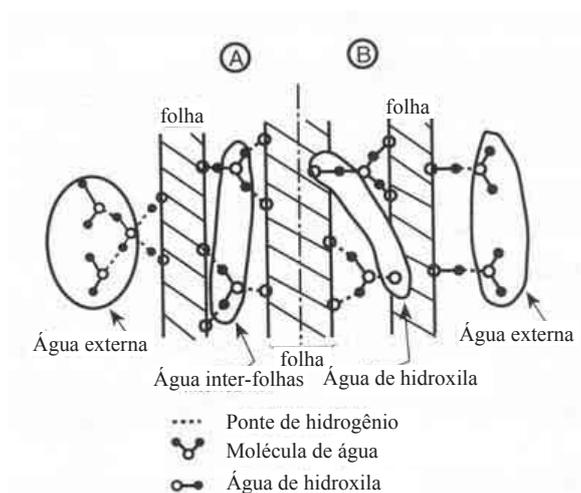
- a água de hidroxila: são as hidroxilas OH que fazem parte da estrutura dos hidratos, ligadas quimicamente aos átomos Si e aos átomos Ca.
- a água molecular: é a água de cristalização (REGOURD, 1985 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994).

## 2.6.2 Água adsorvida

É a água adsorvida em camadas moleculares sobre a superfície sólida dos poros, submetida à ação de forças intermoleculares de van der Waals (adsorção física) e de forças eletrostáticas (ligações de hidrogênio, descritas pelas teorias polares). Essa água adsorvida está submetida ao campo de forças superficiais que emanam do sólido. Essas forças decrescem à medida que se afastam da parede do sólido. A distinção de fisi- e quimi-sorção não é muito clara e depende da grandeza das energias da adsorção. A água adsorvida compreende, por exemplo:

- A água ligada por ligações de hidrogênio às hidroxilas dos hidratos, de energia intermediária entre elas de fisi- e quimi-sorção.
- A água de solvatação dos cátions situados à superfície dos sólidos (REGOURD, 1985 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994).

A Figura 2.6 ilustra a repartição da água adsorvida dentro de uma unidade estrutural de C-S-H com três folhas (SIERRA, 1974 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994). Representou-se somente a metade das figuras A e B, simétricas em relação ao eixo.



**Figura 2.6 Esquema ilustrando a repartição de água dentro de uma unidade estrutural de C-S-H, onde A e B são dois exemplos possíveis (SIERRA, 1974 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994).**

A água adsorvida sobre o gel C-S-H é ligada por meio das ligações de hidrogênio às hidroxilas situadas sobre as faces internas e externas das folhas:

- A água externa (ou interlamelar) é adsorvida sobre a superfície externa das partículas (lamelas). É uma água simplesmente ou duplamente ligada, que possui uma estruturação resultante de ligações de hidrogênio. A dimensão dos espaços inter-partículas (inter-lamelares) é inferior a 20 Å. O espaço médio de uma camada de água adsorvida é de 3 Å, portanto, a água adsorvida externa possui no máximo 6 camadas (PROST, 1987 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994).
- A água inter-folhas é fixada entre as folhas das partículas. Nesses espaços extremamente pequenos (de alguns Angstroms de largura), se aloja uma a duas moléculas de H<sub>2</sub>O (POWERS *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994). Parece que somente uma secagem muito forte pode desalojar essas moléculas de água que seriam arrancadas de maneira irreversível (MEHTA, 1986 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994).

### 2.6.3 Água capilar

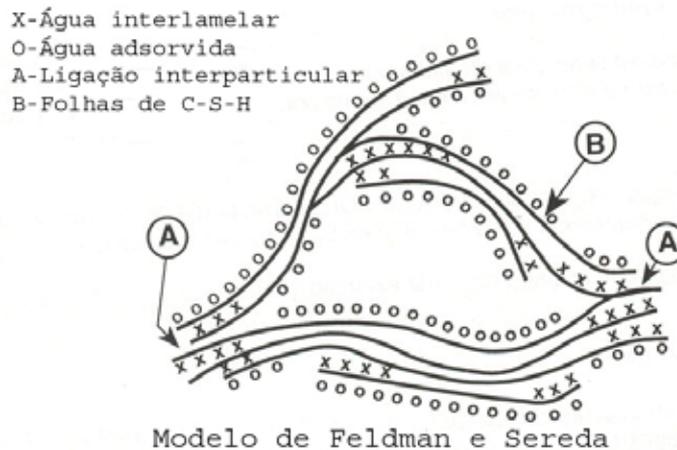
A água capilar é constituída da fase condensada preenchendo (por condensação capilar) o volume poroso ao lado da camada adsorvida e separada da fase gasosa pelos meniscos. A movimentação da água capilar, quando bem ligada ao sólido por forças de tensão superficial, pode conduzir a deformações da matriz (retração ou expansão). Ela obedece à lei de Kelvin-Laplace (seção 3.1.1).

### 2.6.4 Água livre

A água livre representa um caso particular da água capilar e é tratada neste trabalho como pertencente a essa última classe. A água livre é constituída da fase condensada que não está mais sob o campo de influência das forças superficiais e que está em equilíbrio com a fase gasosa por intermédio de uma interface plana. Ela pode estar presente dentro dos poros grandes (nas zonas suficientemente afastadas da superfície do sólido).

Não se pode deixar de mencionar o modelo de FELDMAN e SEREDA (1968), que constitui uma referência clássica para a estrutura provável dos silicatos hidratados (Figura 2.7). Para adaptar o modelo de FELDMAN e SEREDA (1968) à classificação

apresentada, a água inter-lamelar seria a água inter-folhas de SIERRA (1974) *apud* BAROGHEL-BOUNY (1994).



**Figura 2.7 Modelo de FELDMAN e SEREDA(1968). Pelo modelo de SIERRA (1974) *apud* BAROGHEL-BOUNY (1994), a água interlamelar seria a água inter-folhas.**

## Resumo do capítulo 2.

Tradicionalmente, os termos início e fim de pega são usados para descrever, arbitrariamente, estados escolhidos da pega. Os termos patamar de percolação ou tempo zero são mais precisos do que a denominação tempos de pega, para referenciar o momento da transição de suspensão para sólido e, portanto, para delimitar o início das tensões induzidas pelas deformações. O método da velocidade de pulso ultra-sônico está sendo sugerido com o propósito de se obter o tempo correspondente à transição fluido-sólido (patamar de percolação) e assegurar que as determinações experimentais da retração autógena coincidam (ou pelo menos fiquem muito próximas) do momento em que o concreto comece a ter capacidade para transferir tensões de tração. O método da curva calorimétrica é empregado para determinar o fim da fase de dormência de concretos. É necessário ter em mente que o sólido formado, após a transição, é poroso e apresenta modos de poros distintos, contendo água em diferentes situações e que a remoção dessas águas é de fundamental importância para o estudo da retração e da fluência nos sistemas cimentícios. Neste estudo é usada uma classificação simples, dividindo-as em água livre, água capilar, água adsorvida (sobre a superfície sólida) e água quimicamente combinada (dentro dos hidratos).

## 3 RETRAÇÃO AUTÓGENA – ESTADO DA ARTE

### 3.1 *Mecanismos da retração por secagem e retração autógena*

A autodessecação e a secagem são mecanismos responsáveis pela **retração autógena** e pela **retração por secagem**, respectivamente. Tanto a autodessecação como a secagem correspondem a uma diminuição da UR interna do material. A diferença reside na origem desta diminuição. Na autodessecação é devido ao consumo de água evaporável pelas reações químicas de hidratação enquanto na secagem é pela evaporação da água dos poros, devido à diferença existente entre a UR interna e a UR do ambiente externo.

É sabido que o estudo dos mecanismos de retração por secagem depende do estado de ligação da água-superfície sólida, dentro do material. A saída da água livre dos poros capilares não provoca variação dimensional, somente a água ligada ao sólido pode ocasionar uma deformação desse sólido. Segundo HUA *et al.* (1995), pode-se pensar que o mecanismo de autodessecação, responsável pela retração autógena, é idêntico ao mecanismo que gera a retração por secagem, dentro dos domínios de UR correspondentes. Pesquisas realizadas por BARON (1982) e citada por HUA *et al.* (1995) e por BOIVIN (2001) mencionam os três tipos de água (seção 2.6) que podem sair e gerar retração por secagem: (1) água dos poros capilares, (2) água adsorvida (externa) e (3) água dos microporos (inter-folhas), e os respectivos mecanismos correspondentes:

- variação da depressão capilar,
- variação da tensão (ou energia) de superfície de partículas coloidais,
- variação da pressão de disjunção

Os mecanismos que levam à retração autógena ainda são pouco entendidos. Segundo VAN BREUGEL (2001), esses três são os principais mecanismos que vêm sendo debatidos para compreender as forças geradoras da retração autógena. Embora haja uma

concordância geral sobre a existência de uma relação entre retração autógena e variação de UR nos poros da pasta de cimento endurecida, o mecanismo continua sob discussão. Para cada um dos mecanismos, é necessário um estudo aprofundado do desenvolvimento do volume e distribuição de poros, do estado da água (livre ou adsorvida) nos poros capilares e das propriedades mecânicas do esqueleto sólido, à medida que a hidratação avança.

### *3.1.1 O mecanismo da variação da depressão capilar*

Freyssinet, em 1934, sugeriu que o fenômeno da capilaridade poderia explicar o mecanismo da retração (KOVLER e ZHUTOVSKY, 2006). A idéia foi esquecida e somente na década seguinte esse mecanismo voltou a ser mencionado pelos pesquisadores (POWERS, 1947 *apud* KOVLER e ZHUTOVSKY, 2006).

O fenômeno da capilaridade gera interfaces curvas entre o fluido (água) e o ar contido no interior dos poros. Na interface líquido-gás estabelece-se um gradiente de pressão designado de pressão capilar (ou depressão capilar) que é função da tensão superficial líquido-gás, do raio de curvatura e do ângulo de molhamento (SANTOS *et al.*, 2007).

O mecanismo da variação da depressão capilar é explicado pelas leis de Laplace e de Kelvin, que descrevem o equilíbrio higrométrico entre o líquido e o vapor d'água e o equilíbrio mecânico de um menisco submetido a pressões diferentes. Considerando um tubo bem estreito em relação ao comprimento, o menisco é uma porção de uma esfera. A pressão sob a interface (ponto A da Figura 3.1) é dada pela lei de Laplace. Supondo um poro cilíndrico de raio médio  $r$ , a curvatura total da interface esférica é igual a  $2/r$ . A queda de pressão hidrostática entre B e A equilibra a depressão de Laplace em A (GENNES *et al.*, 2002).

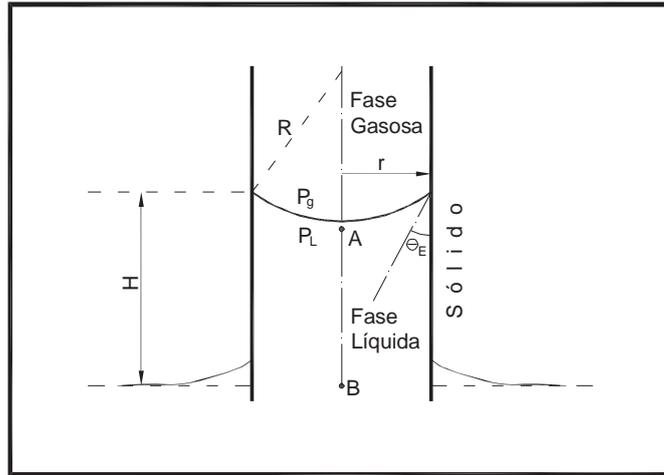


Figura 3.1 - Ilustração da equação de Kelvin-Laplace para o caso de um menisco esférico dentro de um capilar cilíndrico, não saturado (GENNES et al., 2002).

▪ Lei de Laplace

$$\Delta P = P_g - P_L = \frac{2\sigma}{r} \cos \theta_E \quad \text{Eq. 3.1}$$

$\Delta P = P_g - P_L$  = intensidade da depressão capilar (MPa)

$P_g = P_a + P_v$  : pressão da fase gasosa úmida (ar seco + vapor d'água)

$P_a$  = pressão parcial do ar seco (MPa)

$P_v$  = pressão parcial do vapor d'água (MPa)

$P_L$  = pressão do líquido (MPa)

$\sigma$  = tensão superficial na interface líquido/gás (N/m)

$r$  = raio do maior poro cilíndrico onde existe menisco (m)

$\theta_E$  = ângulo de contato entre a superfície sólida e a fase líquida

▪ Lei de Kelvin

$$P_L - P_g = \frac{RT\rho_l}{V_m} \ln(UR) \quad \text{Eq. 3.2}$$

$R$  = constante dos gases perfeitos (8,314 J/mol.K)

$T$  = temperatura (K)

$\rho_l$  = massa específica do líquido

$V_m$  = volume molar do líquido ( $m^3/mol$ )

UR = umidade relativa (%)

Com as leis de Laplace e de Kelvin (Eq. 3.3) é possível associar a intensidade da depressão capilar ( $P_g - P_L$ ), o raio do poro onde está o menisco, e a umidade relativa e tecer as seguintes observações:

$$\Delta P = P_g - P_L = \frac{2\sigma \cos \theta_E}{r} = -\frac{RT\rho_l}{V_m} \ln(UR) \quad \text{Eq. 3.3}$$

- Quanto mais estreitos forem os poros em processo de esvaziamento, maior a intensidade da depressão capilar, uma vez que  $\Delta P$  e  $r$  são grandezas inversamente proporcionais.
- Quanto menor a umidade relativa, menor a dimensão do poro não saturado (onde pode existir menisco).

*À medida que o material seca, ocorre primeiramente a criação de meniscos dentro dos capilares, seguida de uma diminuição progressiva do raio de curvatura desses meniscos, para manter o equilíbrio entre o líquido e a fase gasosa. Aparece assim uma diferença de pressão entre a fase líquida e a fase gasosa (depressão capilar) que se acentua à medida que a secagem se intensifica. Essa depressão do líquido deve ser globalmente equilibrada por uma retração do sólido.*

Em outras palavras, o mecanismo de depressão capilar ocorre pelo fato de que, num capilar não saturado completamente, a fase líquida é tracionada devido à criação de um menisco na interface líquido-gás, que induz uma pressão negativa sobre as paredes dos capilares, tendendo a aproximá-las. A retração macroscópica observável é proveniente da compressão que o sólido é submetido.

De acordo com a lei de Kelvin e Laplace, à medida que a autodessecação avança, os poros se esvaziam por ordem decrescente de tamanho. Para uma dada umidade relativa, num estado de equilíbrio, existe um raio de acesso  $r_o$  tal que todos os capilares de raio de acesso inferiores à  $r_o$  estão preenchidos por água e todos os capilares de raio de acesso superior estão vazios.

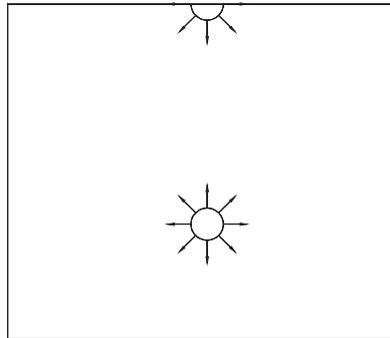
Semelhantemente, a intensidade da depressão capilar aumenta à medida que a hidratação avança. Primeiro porque a autodessecação progride dentro do material atingindo os poros cada vez mais esbeltos, evidenciado por uma baixa na umidade relativa interna. Segundo porque, paralelamente ao fenômeno de saída de água dos poros, a porosidade do material se refina, sob o efeito da hidratação (seção 2.5). O tamanho e a distribuição dos poros capilares diminui à medida que a hidratação avança, pela formação dos hidratos que vão preenchendo os vazios, provocando depressões capilares mais fortes (BOIVIN, 2001).

O mecanismo da depressão capilar é válido pelo menos em fortes umidades relativas, ou seja, quando os poros capilares estão cheios de líquido (BAROGHEL-BOUNY, 1994). KOVLER e ZHUTOVSKY (2006) mencionam que para ISHAI (1968) esse mecanismo ocorre para UR superior a 40%, quando a água capilar é contínua, enquanto para POWERS (1968) a tensão capilar é de grande importância para UR no intervalo de 50 – 100% e que FELDMAN e SEREDA (1970) consideram o intervalo de 35 -100%.

### *3.1.2 O mecanismo da variação da tensão de superfície ou energia de superfície de partículas coloidais*

Um líquido é um estado condensado onde as moléculas se atraem. Quando esta atração sobrepuja a agitação térmica, as moléculas passam de uma fase gasosa para uma fase densa, mas ainda desordenada: um líquido. As moléculas no interior do líquido se beneficiam das interações atrativas com sua vizinha, sendo balanceada de todos os lados, de modo que a pressão no líquido é uniforme. As moléculas da superfície do líquido, ao contrário, perdem metade das interações coesivas (Figura 3.2). É por esta razão que os líquidos vão ajustar sua forma para expor uma superfície mínima. A tensão de superfície (ou tensão interfacial) mede diretamente a falta de energia ( $\gamma$ ) por unidade de superfície. A energia de superfície ( $\gamma$ ) é a energia a ser fornecida para aumentar a superfície de uma unidade. Quando uma molécula está exposta na superfície, seu estado energético é desfavorável. Se  $U$  é a energia de coesão por molécula, a molécula da superfície perde  $\frac{1}{2}U$ . Quanto maior as interações atrativas maior a tensão de superfície. A título de comparação, para a maior parte dos óleos, a 25°C, cujas interações são do tipo van der Waals, a energia de superfície vale aproximadamente 20 mJ/m<sup>2</sup>. No caso da água, devido às ligações de hidrogênio,  $\gamma \cong 20$

mJ/m<sup>2</sup>. Para o mercúrio, que é um metal líquido bastante coesivo,  $\gamma \cong 500$  mJ/m<sup>2</sup> (GENNES *et al.*, 2002).



**Figura 3.2 - Ilustração de uma molécula no interior e na superfície do líquido, respectivamente (adaptado de GENNES *et al.*, 2002).**

Para POWERS (1968), a tensão de superfície resulta da assimetria de forças atrativas entre átomos ou moléculas na vizinhança da superfície. A pequena variação nas distâncias atômicas ou moleculares produzidas, induz uma tensão tangente à superfície. A tensão interfacial de uma dada partícula é dependente da vizinhança. É máxima quando a partícula está no vácuo (porque não está em contato com nada) e é nula quando a partícula é imersa numa substância de mesmo material.

Em geral, a adsorção de átomos ou moléculas na superfície sólida causa diminuição da tensão de superfície e a desorção provoca um aumento na tensão de superfície, provocando uma compressão no sólido. Em outras palavras, de acordo com o modelo da tensão de superfície, a retração e a expansão da pasta de cimento são resultados da variação dessa tensão, na superfície das partículas de sólido-gel. A adsorção *de água* reduz a tensão de superfície das partículas de sólido-gel e provoca expansão e a remoção da água adsorvida, causa retração.

Para WITTMANN (1968), em partículas de tamanho coloidal, como as partículas de gel de cimento, com elevada superfície específica, a tensão de superfície induz tensões de compressão muito elevadas, da ordem de 250 MPa. Para esse nível de tensão, as variações volumétricas são apreciáveis.

Segundo BAROGHEL-BOUNY (1994), os modelos baseados nessa teoria não permitem ainda prever as deformações da pasta de cimento Portland por falta de conhecimento suficiente à escala microscópica. Mas, WITTMANN (1968) propôs um

tratamento empírico do problema, utilizando a equação de Bangham (Eq. 3.4). A equação de Bangham representa a expansão do carvão devido às variações da tensão de superfície (BAGHAM e FAKHOURY, 1931 *apud* LURA, 2003).

$$\Delta l/l = \lambda \cdot (\gamma_0 - \gamma) \quad \text{Eq. 3.4}$$

$\Delta l/l$  [m/m] : aumento linear devido à adsorção de água,  
 $\gamma$  [N/m] : energia superficial do sólido, com água adsorvida,  
 $\gamma_0$  [N/m] : energia superficial do sólido, sem água adsorvida,  
 $\lambda$  [s<sup>2</sup>/kg] : constante de proporcionalidade dependente do material e de sua estrutura.

A constante de proporcionalidade (Eq. 3.5) depende apenas da superfície interna do corpo poroso, da massa específica do sólido e do módulo de elasticidade do material poroso (HILLER, 1964 *apud* LURA, 2003).

$$\lambda = \frac{\Sigma \cdot \rho}{3 \cdot E} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Onde  $\Sigma$  é a área da parede do poro,  $\rho$  a massa específica e  $E$  o módulo de elasticidade do material.

A descrição a seguir é baseada no relato feito por BAROGHEL-BOUNY (1994). Para um material frágil e homogêneo, porém microfissurado, a mecânica de ruptura diz que a resistência à tração ( $f_t$ ) é proporcional à raiz quadrada da energia superficial (Griffth).

$$f_t \approx (E \cdot \gamma)^{1/2} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Supondo que o modelo de Young ( $E$ ) é independente da quantidade de água adsorvida, pode-se escrever:

$$\left( \frac{f_t}{f_{t0}} \right)^2 = \frac{\gamma}{\gamma_0} \quad \text{Eq. 3.7}$$

$f_t$  : resistência à tração da pasta de cimento em equilíbrio à uma umidade relativa ( $h$ )

$f_{t0}$  : resistência à tração da pasta de cimento em equilíbrio com  $UR = 0$

Onde se deduz que:

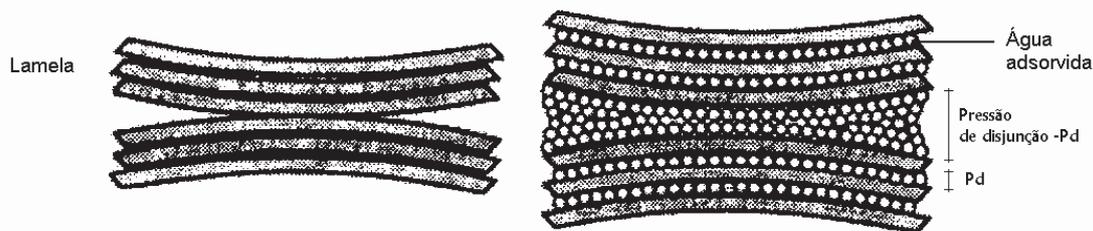
$$\frac{\Delta l}{l} = \lambda \cdot \gamma_0 \left[ 1 - \left( \frac{f_t}{f_{t0}} \right)^2 \right] \quad \text{Eq. 3.8}$$

Esta equação foi verificada experimentalmente por WITTMANN (1968) para pastas de cimento Portland com relação  $a/c = 0,45$ , no domínio  $0 \leq UR \leq 40\%$ .

Segundo POWERS (1965) *apud* LURA (2003) o mecanismo de tensão de superfície pode explicar apenas uma pequena parte da retração, pois atua somente no sólido e não em todo o corpo poroso. Além disso, as variações na tensão de superfície dos sólidos devido à adsorção de moléculas de água são significativas apenas para as três primeiras camadas adsorvidas. As camadas externas estão ligadas por forças fracas e sua influência sobre a tensão de superfície é quase desprezível. Esse mecanismo atua principalmente para baixas umidades relativas (BUIL, 1979 e BARON, 1982 *apud* HUA, 1995). Portanto, a importância da tensão de superfície é maior quando a UR é baixa, porque acima de certa umidade relativa, toda a superfície sólida é coberta por moléculas de água adsorvida e a variação da umidade relativa não pode variar significativamente a tensão de superfície (BUIL, 1979 e BARON, 1982 *apud* HUA, 1995). JENSEN (1995) conclui que esse mecanismo não desempenha o papel mais importante para aparecimento da deformação autógena, pois normalmente a UR em sistemas cimentícios não reduz de 75%.

### 3.1.3 O mecanismo da variação da pressão de disjunção

Este mecanismo diz respeito à interação entre duas superfícies sólidas, muito próximas entre si, na presença de moléculas de água adsorvida. Numa dada temperatura, a espessura da camada de água adsorvida depende da umidade relativa. Porém, acima de uma certa umidade relativa, essa camada não consegue mais se desenvolver livremente porque a distância entre as duas superfícies de contato é muito pequena. Se a umidade relativa continuar a crescer, a adsorção de água tende a separar as duas superfícies sólidas e aumentar a espessura da camada de água adsorvida. As duas superfícies sólidas sofrem uma pressão chamada de *pressão de disjunção*. Essa pressão é máxima no estado saturado (Figura 3.3), de modo que quando o sistema passa de um estado saturado para um não saturado, ocorre retração porque a pressão de disjunção diminui e as duas superfícies se movem, ficando mais próximas.



**Figura 3.3 – Pressão de disjunção: (a) material seco e (b) material com água adsorvida, segundo VISSER (1998) apud KOVLER e ZHUTOVSKY (2006).**

Segundo SOROKA (1979) *apud* LURA (2003), a pressão de disjunção ocorre nas áreas onde as distâncias entre as superfícies sólidas são menores que duas vezes a espessura da camada de água adsorvida ( $\sim 6 \text{ \AA}$ ).

Segundo BAROGHEL-BOUNY (1994), na presença de duas superfícies hidrófilas de mesma natureza, como é o caso do C-S-H, separadas por uma camada delgada de água, podem atuar três tipos de força : as de van der Waals (atrativas), as eletrostáticas (repulsivas) e as interações estéricas (repulsivas). A pressão de disjunção é a soma delas. Para GENNES *et al.* (2002) a pressão de disjunção é a pressão que deve ser aplicada sobre duas superfícies hidrófilas para manter uma espessura entre elas. Ou, no caso contrário, é a depressão que precisa se impor à superfície para impedir um espaçamento nulo.

A pressão de disjunção varia com a UR e com a concentração de íons  $\text{Ca}^{2+}$  no poro fluido (BELTZUNG *et al.*, 2001 *apud* LURA 2003). Ela é resultado de uma variação da distância entre as superfícies sólidas e, portanto, das variações dimensionais, em função da umidade relativa interna. Quando o filme de água se vai, a pressão de disjunção desaparece, provocando uma retração no sólido, ou seja, à medida que a pressão de disjunção vai diminuindo, a espessura da camada de água adsorvida também diminui e o sólido retrai. A pressão de disjunção resultante é geralmente repulsiva sobre um grande domínio de distâncias entre as superfícies, permitindo assim a estabilização do filme líquido que as separa.

NIELSEN (1991) *apud* LURA (2003) propôs uma relação entre variação de UR e pressão de disjunção em pastas de cimento endurecida. Para quantificar o efeito da variação da pressão de disjunção na deformação da pasta de cimento, é necessário não apenas a magnitude, mas também sua área de influência em função de UR. No estudo, o

autor propôs determinar o tamanho e a distribuição de poros da pasta de cimento, trabalhando com isotermas de sorção. Apesar desse ser o caminho correto, é extremamente difícil de se determinar. O primeiro problema é devido à rápida variação nas propriedades da pasta, à medida que a hidratação avança. O segundo problema é a estrutura fraca da pasta de cimento, que deve ser danificada pela secagem.

FERRARIS (1986) *apud* HUA et al. (1995) determinou a pressão de disjunção. O autor observou que a pressão de disjunção é praticamente constante quando a umidade relativa varia de 80% a 100%. De fato, quando a umidade relativa permanece elevada, mesmo que haja variação, não causa muita mudança entre as moléculas de água adsorvidas e não adsorvidas, de modo que a pressão de disjunção não varia.

O modelo de POWERS sugere que este mecanismo é válido para todo o intervalo de umidade, enquanto o modelo de Munich considera que a pressão de disjunção é importante para umidade relativa acima de 50%. FELDMAN e SEREDA, ao contrário, rejeitam completamente este mecanismo (KOVLER e ZHUTOVSKY, 2006).

### *3.1.4 O mecanismo responsável pela autodessecação*

A questão que se coloca é acerca da validade das leis de Kelvin- Laplace e a realidade da tensão superficial no menisco, numa escala microscópica. Alguns especialistas na ciência coloidal (FISHER, 1982 e CRAUSSOUS, 1993 *apud* HUA et al., 1995) estimaram que o efeito do menisco pode ser avaliado precisamente pela lei de Laplace e de Kelvin para um menisco com raio maior que 50 Å. Segundo os autores, isso significa que essas leis macroscópicas são válidas para uma umidade relativa acima de 80%. É justamente nesse intervalo (100% - 80%) que a hidratação se processa sob condições confinadas e conseqüentemente pode ocorrer a autodessecação, concluem.

HUA et al. (1995) mencionam que a variação da depressão capilar desempenha o papel principal na retração por autodessecação, em relação aos outros dois fenômenos físico-químicos mencionados anteriormente. O mecanismo da variação da tensão de superfície de partículas coloidais é relevante para umidades relativas baixas e a pressão de disjunção é praticamente constante, quando a umidade relativa varia de 80% a 100%.

Para BAROGHEL-BOUNY (1994), diante do pouco conhecimento que se dispõe sobre as forças coloidais (que regem o mecanismo de pressão de disjunção) e sobre a energia

de superfície dos sólidos (que rege o mecanismo da variação da tensão ou energia de superfície do sólido), não há ainda um modelo teórico, embasando esses dois mecanismos, que permita realmente chegar a valores quantitativos de retração.

Estudos realizados por BAROGHEL-BOUNY (1994), em concreto de alto desempenho, mostram a correlação entre deformações longitudinais autógenas livres e UR interna. A autora concluiu que no domínio  $UR > 76\%$ , cujo tamanho de poro correspondeu a  $r_p \approx 50 \text{ \AA}$ , pode-se pensar que a autodessecação concerne essencialmente a água capilar e, por conseqüência, o *mecanismo de variação da depressão capilar* é o predominante. Abaixo desse domínio ( $UR < 76\%$  e poros menores que  $r_p \approx 50 \text{ \AA}$ ), a diminuição de UR é devida essencialmente à diminuição da camada de água adsorvida. Segundo seus estudos, é o começo da porosidade do gel C-S-H. Portanto, se a U.R baixar desse limite, é a água dos hidratos que está sendo retirada. *Dentro do domínio com baixa água capilar, não se pode mais considerar que a variação de depressão capilar seja a origem essencial das deformações medidas.* Nessas condições, um outro mecanismo de retração por secagem deve ser o preponderante.

BAROGHEL-BOUNY (1994) menciona ainda que a autodessecação do material pode prosseguir abaixo do valor de aproximadamente 80% de UR interna, pois quando a água nos poros capilares está ausente, os grãos de cimento anidro, sendo mais hidrófilos que os hidratos, utilizam a água adsorvida desses últimos para se hidratar. Porém, a cinética da reação é bem mais lenta. Essa informação está de acordo com os estudos de POWERS (1947) *apud* NEVILLE (1997) onde ele mostrou que a hidratação é bastante reduzida quando a umidade relativa, no interior dos poros capilares, chega a valores abaixo de 80%, fato confirmado por PATEL *et al.* (1988).

Porém, não há um consenso na literatura acerca dos mecanismos envolvidos quando um corpo-de-prova previamente seco é exposto a uma situação de umidade relativa crescente. BELTZUNG e WITTMANN (2005) mostram resultados de isotermas de sorção e de variação de comprimento em pastas de cimento, obtidos por FELDMAN (1968). Para umidade relativa acima de 50%, os poros maiores podem ser preenchidos por condensação capilar. Os resultados mostram que se a depressão capilar leva à retração, na isoterma de variação de comprimento, deveria mostrar uma diminuição de

comprimento. BELTZUNG e WITTMANN (2005) mencionam que existem materiais que se retraem assim que a condensação capilar ocorre, mas que não é o caso da pasta de cimento hidratada. SPLITTGERBER (1972) citado por PIHLAJAVAARA (1974), menciona uma força de repulsão (a partir de uma certa UR interna), enquanto que a teoria da capilaridade prevê uma força possante de atração. Para o pesquisador, isso mostra que a teoria da capilaridade não é válida dentro dos microporos. Portanto, mais pesquisas são necessárias para explicar que mecanismos são realmente responsáveis pela expansão na região onde a condensação capilar acontece.

O mecanismo que predomina é um assunto controverso. Segundo KOVLER e ZHUTOVSKY (2006), a maioria dos pesquisadores atribuem as variações volumétricas ao mecanismo de depressão capilar, para umidade relativa acima de 40%. O movimento de água entre as camadas de C-S-H, para a maioria, é considerado responsável pelas variações volumétricas para umidade relativa abaixo de 35%. Eles mencionam também que muitos pesquisadores assumem que a variação na energia de superfície é a causa da retração/expansão para umidade relativa abaixo de 40%, enquanto alguns acreditam que este mecanismo é ativo para UR acima de 49%. Quanto à pressão de disjunção, esses pesquisadores comentam que certos estudiosos supõem que ela é responsável por variações volumétrica para elevadas UR, enquanto alguns consideram inoperante para baixa UR e ainda outros rejeitam o mecanismo.

### *3.2 Medida da umidade relativa interna*

Combinando as equações de Kelvin-Laplace e assumindo ângulo de molhamento praticamente nulo (líquido perfeitamente molhante), a relação entre o raio de curvatura e a umidade relativa pode ser representada pela Eq. 3.9:

$$\ln(UR) = -\frac{2 \sigma V_m}{r R T} \quad \text{Eq. 3.9}$$

Quando a umidade relativa é igual a 100%, existe um equilíbrio entre o líquido e o vapor e, o número de moléculas que evapora é igual ao número que se condensa, ou seja, a pressão de vapor acima do líquido é igual à pressão de vapor de saturação. Nessa situação, a superfície da água no capilar é plana ( $r = \infty$ ) e não prevalece evaporação. Quando a umidade relativa cai para nível inferior a 100%, o vapor de pressão fica

abaixo do vapor de saturação e ocorre evaporação. Dentro do poro capilar, a pressão de vapor acima do menisco é diferente daquela acima de uma superfície plana. Para pressão de vapor d'água menor que a pressão de saturação (líquido) o equilíbrio é obtido com a presença de menisco, cuja superfície côncava aumenta o número de moléculas impedidas de evaporar.

Pode-se acompanhar experimentalmente o aumento do volume gasoso causado pela autodessecação pela determinação da umidade relativa interna. A avaliação experimental da diminuição da umidade relativa interna de um material, devido à autodessecação, é determinada em corpos-de-prova selados (ou seja, impedidos de troca de umidade com o meio exterior) e conservados em condições isotérmicas.

Em 1927, a mudança na umidade relativa interna foi determinada em pastas de cimento com relações a/c de 0,24 a 0,36 e notou-se que a umidade podia ser de 90% após um mês de endurecimento (JENSEN e HANSEN, 2001a). Após as primeiras determinações da umidade relativa interna, diversos autores também a fizeram ao longo da hidratação de pastas de cimento e de concretos, entre eles WITTMANN (1968), JENSEN e HANSEN (1996), LOUKILI *et al.* (1999), ANDRADE *et al.* (1999) e LURA (2003). Mais recentemente cresceu o número de pesquisas incorporando a determinação da umidade relativa no concreto e os pesquisadores têm se deparado com as dificuldades do ensaio (GRASLEY *et al.*, 2002).

Há uma concordância sobre a existência de uma relação entre retração autógena e mudanças na umidade relativa nos poros da pasta de cimento endurecido. E que para qualquer abordagem, é necessário um profundo conhecimento do desenvolvimento do volume de poros, distribuição de poros, do estado da água nos poros capilares e do processo de hidratação (LURA *et al.*, 2003).

Um procedimento típico para determinação da variação da UR interna consiste em colocar a pasta de cimento num recipiente pequeno, fechado e em banho-maria. A UR interna da pasta de cimento equilibra a UR do ar dentro do recipiente, que por sua vez é medida por um sensor de umidade (JENSEN e HANSEN, 2001b). A determinação de UR pode ser feita continuamente ou de forma discreta, porém são relevantes apenas as determinações contínuas, feitas com sensores eletrônicos, que infelizmente necessitam de calibração freqüente para manter a acurácia de  $\pm 1\%$  UR, afirmam os pesquisadores.

O sistema de determinação de UR interna usado nesta pesquisa (ver seção 5.7) evita muito dos problemas encontrados, entre eles: a remoção periódica do instrumento entre as determinações, a dificuldade de estabilizar a UR > 90% e a cavidade grande dentro do concreto, o que aumenta o tempo para equilibrar o vapor de pressão (GRASLEY *et al.*, 2002).

### *3.3 Superposição de efeitos (expansão e retração autógena)*

Os mecanismos de expansão e de retração atuam simultaneamente durante a hidratação. Por simplificação, supõe-se uma superposição linear da retração e da expansão, mas o que geralmente ocorre é uma interação de mecanismos. A deformação medida é causada geralmente por várias forças de origens diferentes interagindo no curso da hidratação. Para a/c elevado, observou-se macroscopicamente uma expansão nas idades iniciais (BAROGHEL-BOUNY *et al.*, 2002; TAZAWA e MIYAZAWA , 1992). Entretanto, poros vazios continuam sendo formados, pelo fato do volume dos reagentes ser maior que o volume dos produtos de hidratação, aparecendo menisco na superfície ar-água. Por conseguinte, de acordo com a equação de Kelvin, ocorre redução na UR interna e surgimento de retração. O que acontece é que, a partir de um determinado tempo, as deformações de retração compensam as de expansão e as determinações realizadas experimentalmente (macroscopicamente) se traduzem apenas por retração.

### *3.4 Parâmetros que influenciam a retração autógena*

Segundo BENTZ e JENSEN (2004), numa dada temperatura, a retração autógena é determinada pela composição da mistura. Portanto, a retração autógena muda, entre outros fatores, devido à exposição à temperatura, à composição do cimento, ao teor de sílica ativa, à finura do cimento e da sílica ativa (ou outra pozolana), ao conteúdo de agregado, à presença de escória (TAZAWA e MIYAZAWA , 1995; JENSEN e HANSEN, 2001; LURA *et al.*, 2001) e, por consequência, com certos parâmetros de mistura, entre eles, relação a/c (ou água material/cimentante, no caso de CAR) e consumo de cimento. Infelizmente não há uma concordância quanto à influência dos diferentes fatores.

### 3.4.1 A relação água/material cimentante

A relação água/material cimentante desempenha um papel muito importante na diminuição da umidade relativa interna do material. Quanto menor esta relação, mais intensa é a diminuição da umidade relativa interna (WITTMANN, 1968; BAROGHEL-BOUNY, 1994).

BOIVIN (2001) cita resultados obtidos por BUIL (1990) relacionando duas relações água/material cimentante com as respectivas umidades relativas internas obtidas pelo pesquisador, com 20 dias de idade. Usando a equação de Kelvin-Laplace, determina os valores correspondentes ao raio do poro ( $r$ ) e à intensidade da depressão capilar ( $\Delta P$ ), para as duas situações (Tabela 3.1).

**Tabela 3.1 Comparação entre pastas com dois valores de água/material cimentante ( $a/(c+sa)$ ), UR, raio do poro ( $r$ ) e a depressão capilar ( $\Delta P$ ), com 20 dias de idade (BUIL, 1990 *apud* BOIVIN, 2001).**

Água/material cimentante	UR (%)	$r$ (Å)	$\Delta P$ (MPa)
0,4	95	210	6,9
0,3	88	84	17,3

Para uma relação água/material cimentante igual a 0,4, ele obteve uma U.R em torno de 95%, com 20 dias de hidratação. Na mesma idade, para uma relação água/material cimentante igual a 0,3, ele obteve 88% de UR. Os valores do raio de poro ( $r$ ) e depressão capilar correspondentes ( $\Delta P$ ), usando a equação de Kelvin-Laplace, ilustram bem a influência da relação água/material cimentante na UR do material e, por consequência, na retração autógena de materiais cimentícios (Eq. 3.3).

Segundo BAROGHEL-BOUNY (1994), para relações água/material cimentante altas, a redução gradativa da UR interna do material é bem lenta e a autodessecação tem pouca repercussão nas propriedades mecânicas, posto que as depressões capilares são fracas.

KOJIMA *et al.* (2001) estudaram a influência da relação  $a/c$  e da sílica ativa na retração autógena de concretos até 2 anos de idade. Os resultados mostram que as maiores retrações ocorreram para uma menor relação água/ material cimentante. E que a retração autógena aumentou com a elevação da porcentagem de sílica ativa.

PERSSON (1998) e MAK *et al.* (1999) também apontam para o aumento da retração autógena com a diminuição da relação a/c e para concretos com adição de sílica ativa. Da mesma forma, MATSUSHITA *et al.* (1998) observaram que o aumento no teor de adição de escória granulada de alto forno leva ao aumento nas deformações devidas à retração autógena.

Os efeitos da relação a/c parecem estar diretamente relacionado com a distribuição de poros do material. Segundo BOIVIN (2001), para misturas com baixas relação a/c, os poros com  $r = 1000 \text{ \AA}$  (poros do primeiro modo) podem ser rapidamente substituídos por poros do segundo modo ( $r = 100-200 \text{ \AA}$ ), à medida que a hidratação se processa, enquanto pode levar vários meses para ocorrer essa passagem nas misturas com elevada relação a/c (ver seção 2.5). Nas misturas com elevado a/c, a saída de água, devido à autodessecação, provoca o esvaziamento de poros capilares maiores, além de levar um tempo longo. Já para misturas com relação a/c baixa, a saída de água devido à autodessecação provoca o esvaziamento de poros cada vez mais delgados, levando a uma diminuição intensa na umidade relativa interna e a uma depressão capilar elevada, aumentando a magnitude da retração autógena.

### 3.4.2 A natureza do material cimentante

TAZAWA e MIYAZAWA (1999) observaram que a retração autógena é muito dependente do tipo de cimento. Os cimentos Portland ricos em  $C_2S$  e com médio calor de hidratação proporcionam menor retração autógena que cimentos Portland comuns. Por outro lado, quanto maior o teor de  $C_3A$ , mais intensa será a autodessecação. Cimentos com adições de sílica ativa dão origem a concretos mais susceptíveis à retração autógena.

TANGTERMSIRIKUL (1999), trabalhando com pastas de cimento com adição de cinza volante, obteve redução na retração autógena, devido à expansão química. As cinzas volantes com teores mais elevados de  $SO_3$  e menos finas foram mais efetivas na redução da retração autógena. BROOKS *et al.* (1999), trabalhando com concretos e investigando a influência da relação a/c e do teor de sílica ativa, observou que a retração autógena cresce com diminuição de a/c e com o aumento do teor de sílica ativa. CHAN *et al.* (1998) notaram que a retração autógena aumentou à medida que se substituiu parte do cimento por escória de alto forno. Já a incorporação de cinza volante levou a uma

redução na retração autógena, por ter reduzido a quantidade de cimento e, portanto, a migração de água para a estrutura porosa.

A finura do cimento também tem um papel importante no mecanismo da autodessecação, provavelmente por sua influência na porosidade do material. Para um mesmo tempo de hidratação, e uma mesma relação a/c, um cimento mais fino proporciona uma rede porosa mais fina e a intensidade de variação capilar é possivelmente maior.

LURA *et al.* (2001), estudando a influência da temperatura de cura na retração nas primeiras idades do concreto de alto desempenho, observaram que o efeito de um aumento na temperatura no desenvolvimento nas deformações autógenas não foi sistemático e variou para diferentes tipos de cimento. Parece que temperaturas mais altas não necessariamente levam a maiores deformações.

BAROGHEL-BOUNY (1994) observou que a presença de íons alcalinos na fase líquida provoca uma redução na umidade relativa interna. O teor de álcalis do cimento também influencia os valores de umidade relativa.

### *3.5 Determinação da retração autógena*

Na literatura técnica, não existe um consenso sobre a metodologia para determinação da retração autógena, o que tem dificultado a interpretação e a comparação dos resultados. A ausência de um sistema de determinação padrão faz com que as retrações autógenas, apresentadas em diferentes publicações, variem enormemente em magnitude e em sinal. Essa discrepância de resultados, causada pela ausência de padronização, é influenciada por dois fatores basicamente:

- a) variação com relação ao tempo de início da determinação da retração autógena por um e outro método, e
- b) variação com relação ao que está sendo determinado com o procedimento adotado (muitas vezes se mede não somente a retração autógena, mas a soma de autógena com a contração Le Chatelier).

*É fundamental que se resolva a questão das técnicas para determinação das deformações autógenas antes de se comparar os resultados e de se tentar interpretar a*

*influência dos diferentes fatores.* O ensaio precisa ser feito sob condições padronizadas para que os resultados não sejam afetados por fatores como perda de umidade, variação de temperatura ou forças externas.

Segundo HAMMER *et al.* (2002), existem dois propósitos para determinação da retração autógena: primeiro para compreensão fundamental do mecanismo e segundo para proporcionar dados para o dimensionamento. “O propósito vai determinar também a escolha do sistema de medição”, afirma o autor. Ainda segundo esse pesquisador, para a compreensão fundamental do mecanismo, pode ser de interesse a determinação da deformação autógena volumétrica em pastas, iniciando-se o mais cedo possível. Para o propósito de dimensionamento, é de interesse determinar a contribuição quanto ao risco de fissuração e, nesse caso, é requerida uma determinação linear (componente horizontal unidirecional) realizada em concretos.

### *3.5.1 Determinação em pasta*

O principal objetivo de se determinar a retração autógena em pastas é entender o mecanismo e poder estimar a deformação do concreto feito com essa mesma pasta (LURA, 2003). A discussão sobre os métodos para determinação da retração autógena é baseada nos artigos de JENSEN e HANSEN (2001b), BOIVIN (2002) e HAMMER *et al.* (2002).

#### *3.5.1.1 Determinação volumétrica em pasta*

As determinações volumétricas das deformações autógenas consistem em medir as variações dimensionais de uma amostra de pasta de cimento isolada do meio exterior, colocando-a dentro de uma membrana (de borracha) flexível e estanque. O sistema ‘pasta + membrana’ é inteiramente mergulhado em banho-maria. De acordo com BOIVIN (2001), a determinação das variações de volume do material é feita tanto pelo acompanhamento do nível do líquido de imersão, como pelo peso hidrostático (medida das variações do empuxo de Arquimedes). Vários dispositivos baseados nesse princípio foram desenvolvidos, entre eles estão os trabalhos de DEL CAMPO (1959) e SETTER e ROY (1978), citados pela pesquisadora.

### 3.5.1.2 *Determinação unidirecional em pasta*

A determinação unidirecional é normalmente realizada colocando a pasta num molde rígido, forrado com material anti-aderente para reduzir o atrito do molde. A variação de comprimento da pasta de cimento pode ser registrada pelo deslocamento de um transdutor na extremidade da amostra (JENSEN e HANSEN, 2001b). A determinação pode ser feita na forma horizontal ou na forma vertical.

### 3.5.1.3 *Comparação de resultados em pasta (volumétrico e linear)*

Infelizmente os resultados obtidos pelo método volumétrico e unidirecional não conduzem a valores semelhantes. HAMMER *et al.* (2002) cita estudos realizados por BARCELO *et al.* (1999) cujos resultados obtidos pelo método volumétrico (após transformar a deformação volumétrica em deformação linear) foram aproximadamente 3 vezes maior que a determinação usando o método unidirecional, aos 72 dias de idade. Os autores apresentam algumas razões para esta diferença:

- fricção entre a pasta e o molde, no teste linear, podendo restringir a pasta de cimento de se retrair, nas primeiras horas após pega. Mas a lubrificação do molde reduz esse problema;
- menor capilaridade sob pressão no teste volumétrico devido ao lacre, demonstrando que a água pode penetrar na borracha, aumentando a massa da amostra, apresentando, na balança, uma redução de volume; e
- Não isotropia, pelo fato da amostra ser rotacionada no teste volumétrico e no teste linear não, ou seja, no teste linear a água de exsudação é reabsorvida pela pasta, podendo causar expansão e reduzir a retração.

Porém os autores concluíram que essas razões não explicam a magnitude da diferença e que mais pesquisas são necessárias.

Aqui cabem dois comentários sobre a discrepância de resultados obtidos comparando os dois métodos. Primeiro, o fato da determinação volumétrica se iniciar minutos após a mistura de cimento com água faz com que se esteja medindo primeiramente a contração Le Chatelier, somada à retração autógena, após a transição fluido-sólido, o que eleva bastante o resultado. Segundo, no método unidirecional a retração autógena é determinada após a desmoldagem e selagem dos corpos-de-prova, muitas vezes

realizada num tempo consideravelmente superior ao patamar de percolação, ou seja, parte da retração autógena não foi medida. Em outras palavras, os resultados são discrepantes porque os valores de retração autógena, no teste volumétrico, são majorados pela contração Le Chatelier enquanto os resultados de retração autógena, pelo método unidirecional, são minorados porque sua determinação começa depois que a retração já se iniciou. Uma vez que a contração Le Chatelier é bem maior que a retração autógena (mais de 10 vezes, segundo LURA, 2003), tal procedimento pode conduzir a erros substanciais.

### 3.5.2 Determinação em concreto

HAMMER *et al.* (2002) apresenta valores de retração autógena, determinados em concreto e em pasta equivalente, para  $a/c = 0,40$ , com 5% de sílica ativa e mantidos a 20°C, realizados por BJØNTEGAARD (1999). Os resultados mostram que o desenvolvimento da retração nas primeiras idades é completamente diferente para concreto e pasta. O concreto apresenta retração significativamente menor porque expande ao absorver água dos agregados e porque o agregado oferece restrição. A partir de aproximadamente 14 dias, a cinética das duas curvas é parecida, embora a curva da pasta seja bem transladada em relação à do concreto. “Os resultados demonstram que a retração autógena do concreto, nas primeiras idades, não pode ser estimada por ensaios realizados em pasta”, conclui o autor.

O método volumétrico não pode ser usado para concreto, pois o agregado danificaria a membrana de borracha do equipamento desenvolvido para esse fim. Os estudos em concreto são feitos apenas pelo método unidirecional.

As medidas lineares das deformações autógenas consistem em registrar as variações dimensionais de um corpo-de-prova em uma direção. Os resultados são expressos sob a forma:

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{L_0} \quad \text{Eq. 3.10}$$

Onde  $L$  é o comprimento do corpo-de-prova no instante da determinação e  $L_0$  é o comprimento inicial.

As determinações das deformações autógenas lineares podem ser feitas de modo horizontal e vertical. Dispositivos apresentados na literatura técnica, desenvolvidos por alguns autores, são apresentados a seguir.

#### 3.5.2.1 *Determinação unidirecional vertical*

- BAROGHEL-BOUNY (1994) utilizou um sistema de determinação para retração e expansão de argamassas, derivado do que preconiza a norma francesa AFNOR (1994). As amostras são moldadas horizontalmente em moldes de aço que permitem inserir pinos metálicos nas suas extremidades. Após a desmoldagem, os corpos-de-prova são envoltos com uma camada dupla de papel de alumínio adesivo e em seguida são efetuadas medidas verticalmente num aparelho comparador denominado retractômetro. O comprimento de referência é o do prisma no momento da desmoldagem. A pesquisadora afirma que “este tipo de medida é preconizado pelo JCI - *Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete* (1998), do Instituto Japonês do Concreto”.
- LE ROY (1995) *apud* BOIVIN (2001) moldou corpos-de-prova verticalmente dentro de moldes de Teflon, fechados nas extremidades por capacetes de aço inoxidável. As medidas foram feitas verticalmente com a ajuda de dois LVDT (*linear variable differential transformers*) posicionados dentro dos capacetes metálicos.

#### 3.5.2.2 *Determinação unidirecional horizontal*

- TAZAWA e MIYAZAWA (1999) juntamente com o JCI - *Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete* (1998), do Instituto Japonês do Concreto, propõem uma metodologia para determinação da retração autógena e da expansão autógena, em pasta de cimento, argamassa e concreto. *Neste trabalho é adotado este sistema de determinação da retração autógena com algumas modificações e que está mais detalhado na seção 5.5.*

A metodologia estabelece uma amostragem de no mínimo de 3 corpos-de-prova, para cada ensaio. Os corpos-de-prova são prismáticos, com largura e altura de *pelo menos 3 vezes a dimensão máxima do agregado graúdo*, no caso da determinação em concreto. O comprimento deve ser mais de 3,5 vezes a largura ou a altura.

A fôrma deve ser de aço e rígida, com um orifício de 3 a 5 mm de diâmetro no centro das duas placas laterais, de menor dimensão, para encaixar os pinos metálicos (um em cada extremidade através do orifício), para leitura da distância inicial entre as extremidades dos pinos, antes da moldagem e, demais leituras, após o tempo de pega, usando extensômetros, com acurácia de 0,001 mm, ou seja, milésimo de milímetro. Os corpos-de-prova são moldados em formas metálicas, previamente forradas com folha de politetrafluoretileno (no fundo) e de poliestireno (nas laterais), de modo a não restringir o movimento livre. Antes da desforma, as medidas são efetuadas horizontalmente, e podem começar a partir do tempo de início de pega, determinado segundo JIS A 6204 (TAZAWA e MIYAZAWA, 1999), quando o material apresenta uma rigidez suficiente para suportar a introdução dos eixos dos extensômetros, nos pinos metálicos, através dos orifícios das placas laterais extremas.

No centro dos corpos-de-prova deve-se efetuar medida da temperatura, a cada leitura, para o cálculo da variação de comprimento (feita nos extensômetros), até a temperatura se estabilizar com a da sala de leitura. Esse procedimento é para determinar a deformação térmica e subtrair da retração total, assumindo um coeficiente de expansão igual a  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , para o concreto, segundo o JCI - *Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete* (1998).

Após a desforma, os corpos-de-prova são selados para evitar troca de umidade com o meio externo, cuja verificação é feita realizando-se pesagens periódicas. A partir dessa etapa, as determinações de variação de comprimento devem ser feitas conforme JIS A 1129 (TAZAWA e MIYAZAWA, 1999).

A retração autógena e expansão autógena são expressas por :  $\Delta L = \Delta L_1 + \Delta L_2$ , sendo:

$\Delta L_1$  = variação relativa de comprimento, antes da desforma, dado pela expressão:

$$\Delta L_1 = \frac{(X_{ia} - X_{0a}) + (X_{ib} - X_{0b})}{L} \quad \text{Eq. 3.11}$$

Onde:  $L$  = distância inicial entre as extremidades dos pinos, antes da moldagem

$X_{0a}, X_{0b}$  = Leituras iniciais nos extensômetros

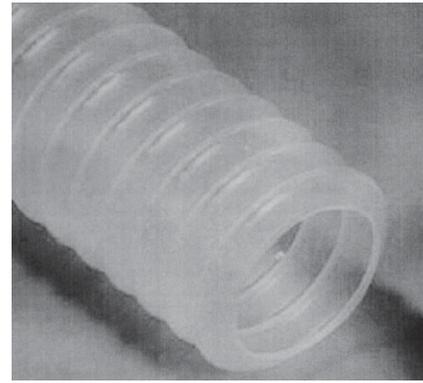
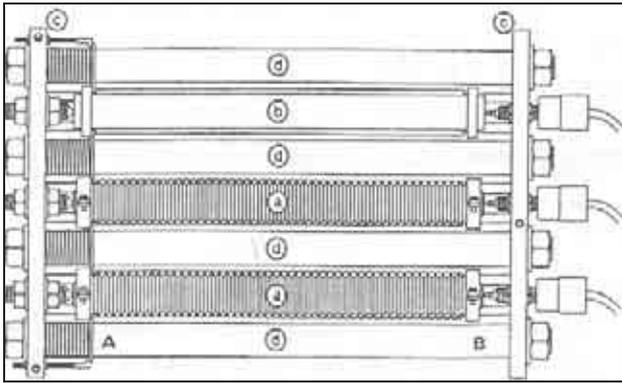
$X_{ia}, X_{ib}$  = Leituras nos extensômetros no tempo  $i$

$\Delta L_2$  = variação relativa de comprimento, após a desmoldagem, determinada pelo JIS A 1129 (TAZAWA e MIYAZAWA, 1999).

- TAKAHASHI (1997) *apud* BOIVIN (2001) utiliza o mesmo princípio para determinação da retração e expansão autógenas proposto pelo JCI - *Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete* (1998), porém, os relógios medidores não ficam em contato com o corpo-de-prova (extensômetros indutivos). MORIOKA *et al.* (1999) usaram sensores a laser e compararam com o sistema de TAKAHASHI.

Os sensores a laser são mais adequados para determinação da variação de comprimento, dentro do propósito de controle de qualidade e são mais úteis que os sensores indutivos, onde é necessário um ângulo entre a cabeça do sensor e o objeto, pois, de outro modo, a acurácia não é mantida.

- TAKADA *et al.* (1999) desenvolveram sistema de medida para determinação da retração autógena em concretos, com controle de temperatura, usando corpos-de-prova prismáticos com dimensões de 150mm x 150mm x 1000mm. O concreto é moldado na fôrma provida de um material isolante. A variação de comprimento é medida usando LVDT (*linear variable differential transformers*).
- JENSEN e HANSEN (1995a) desenvolveram um dispositivo denominado dilatômetro, constituído de um molde flexível, fixado rigidamente a uma das extremidades e ligado à outra extremidade por um relógio medidor de deslocamento. Os autores desenvolveram um molde especial, corrugado, capaz de transformar a deformação volumétrica, medida antes da pega, em deformação linear e medir a deformação linear, após a pega (Figura 3.4). Essa transformação é possível graças à grande rigidez na direção radial em relação à direção do molde.



**Figura 3.4** À esquerda, dispositivo de medida unidirecional e horizontal, desenvolvido por JENSEN e HANSEN (1995) apud BOIVIN (2002). À direita, detalhe do tubo corrugado.

Em todos os sistemas apresentados, os problemas a serem superados são assegurar um bom contato entre os pontos de medida e o concreto, reduzir a restrição do molde, minimizar a perda de umidade e manter o sistema em temperatura constante. A solução para cada um dos itens, respectivamente, consistiu em (1) colocar pinos metálicos no concreto fresco, onde os pontos de medida são fixados, (2) colocar material antiaderente para reduzir o atrito, (3) cobrir o topo das fôrmas com plástico, logo após a moldagem e (4) dar banho ou circular um líquido refrigerado no molde para manter a temperatura constante ou manter o concreto numa sala com temperatura controlada, usando termopares embutidos no concreto, para descontar a deformação térmica devida à exortermia da reação de hidratação.

### **3.6 Soluções para Redução da retração autógena**

Conforme observado por *Le Chatelier*, os produtos formados durante a hidratação do cimento ocupam menos espaços do que os respectivos reagentes e à medida que a hidratação avança, a pasta de cimento vai sofrer autodessecação (criação de espaços vazios nos poros dentro da estrutura da pasta em processo de hidratação). Como no CAD ( $a/c < 0,4$ ) se forma uma microestrutura densa em poucos dias, a água para cura fica impedida de entrar e completar a hidratação. *Se não há água disponível para preencher esses poros vazios, pode resultar retração autógena considerável* (BENTZ e JENSEN, 2004). O fenômeno da retração autógena é danoso ao concreto de alto desempenho, pois pode provocar elevada fissuração. Se houver restrição, pode haver fissuração, uma vez que a retração autógena pode facilmente exceder  $1.000 \times 10^{-6}$  (1000 *microstrain*) em pastas, mencionam os autores. Essa fissuração pode levar à redução da

resistência à compressão, redução da durabilidade, perda de protensão e problemas de ordem estética (BENTZ e JENSEN , 2004).

Diversas pesquisas têm sido realizadas em vários países, particularmente a partir de meados da década de 90, com o intuito de reduzir a retração autógena (JENSEN e HANSEN, 2001b). A retração autógena do concreto pode ser reduzida usando cimento com teor elevado de C<sub>2</sub>S e baixo conteúdo de C<sub>3</sub>S (TAZAWA e MIYAZAWA , 1997 *apud JCI - Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete, 1998*), características dos cimentos com baixo e moderado calor de hidratação. Os autores afirmam não ser fácil quantificar o efeito desses cimentos na redução da retração autógena porque ela depende também da resistência à compressão do concreto. Esses pesquisadores fabricaram duas séries de concreto, uma usando cimento Portland comum e outra série usando cimento Portland com baixo calor de hidratação, com resistência à compressão de 40, 60 e 80 MPa. Os resultados mostram que, numa mesma idade, a retração autógena diminuiu na série usando cimento com baixo calor de hidratação, mesmo que a relação a/c tenha diminuído usando o cimento especial. Nessa mesma pesquisa, os autores mostram que, se a resistência à compressão de projeto é baseada na resistência de 91 dias, não é necessário usar cimento com baixo calor de hidratação porque a relação a/c das misturas para atingir a resistência, somente aos 91 dias, é ligeiramente maior, o que reduz a retração autógena.

É sabido que o parâmetro de mistura que afeta enormemente a retração autógena é a relação a/c. Porém não se pode aumentar a relação a/c consideravelmente com o intuito de reduzir a retração autógena por causa das exigências de resistência e de durabilidade.

O aumento do conteúdo de gesso no cimento causa expansão autógena, reduzindo a retração autógena, porém é necessário mais investigação sobre a estabilidade desse cimento (*JCI- Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete, 1998*). Estudos realizados por TAZAWA (1994) *apud JCI - Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete (1999)*, em pastas de cimento Portland, com aditivos expansores e aditivos redutores de retração por secagem (ARR), mostram que a retração autógena diminuiu comparada com a da pasta de referência. Os autores afirmam que o mecanismo da retração autógena, na presença desses aditivos, bem como a influência de

um e outro, não estão bem esclarecidos ainda e, portanto, mais pesquisas são necessárias.

O Comitê Técnico em retração autógena do concreto (JCI - Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete, 1999) sugere que o uso de aditivo redutor de retração por secagem pode reduzir a tensão superficial dos poros capilares e, por consequência, reduzir a retração autógena, sem modificar outras propriedades do concreto endurecido. Outra sugestão desse Comitê é que a combinação de aditivos expansivos e agentes redutores de retração por secagem podem ser eficazes para reduzir a retração autógena, além do uso de fibras com alto módulo de elasticidade. Quando a estratégia mitigadora é o uso de aditivos químicos, é necessário estudar a compatibilidade com outros aditivos (BENTZ e JENSEN , 2004) e também com o cimento e adições. Também é necessário considerar o balanço entre resistência e eficiência de redução de retração autógena, ou seja, é necessária uma investigação experimental para otimização.

O emprego de fibras de pequeno diâmetro e elevado módulo pode promover diminuição da retração, em concreto de alto desempenho, porém, para seu uso, mais estudos são necessários, em função do comprometimento da fluidez, no estado fresco, e da resistência mecânica, no estado endurecido (KAYALI *et al.*,1999).

As estratégias sugeridas por BENTZ e JENSEN (2004), para mitigar a retração autógena incluem: (i) o uso de materiais porosos, adicionados ao concreto, previamente saturados em água, para fornecer água aos capilares, à medida que a hidratação avança (processo conhecido por cura interna); (ii) o uso de fibra de alto módulo, combatendo a retração autógena, por restrição mecânica; (iii) a modificação da composição mineralógica do cimento; (iv) o controle do tamanho e distribuição das partículas de cimento; (v) a redução do volume de pastas, substituindo-se parte do cimento por outros materiais cimentantes que modifiquem a cinética da reação de hidratação; (vi) uso de aditivo químico compensador de retração, cujos agentes expansivos atuam aumentando o volume do concreto, para compensar a redução de volume causada pela retração; (vii) uso de aditivo químico redutor de retração (ARR), desenvolvido para diminuir a retração por secagem, que atua reduzindo a tensão superficial da água, reduzindo assim a tensão no capilar e (viii) uso combinado de mais de uma estratégia.

Com a estratégia do uso de agregado leve contendo água nos poros maiores das partículas, proporcionando a chamada “cura interna” para hidratação da pasta de cimento, BENTZ e JENSEN (2004) mencionam que a autodessecação pode ser praticamente eliminada. Porém, um número de possíveis problemas pode surgir, tais como a dificuldade em controlar a consistência e a redução potencial na resistência e no módulo de elasticidade do concreto, concluem os autores.

Recentemente, foi proposta uma nova técnica de cura interna, chamada de “água incorporada” (JENSEN e HANSEN, 2001c e JENSEN e HANSEN, 2002). O conceito consiste em usar partículas poliméricas super absorventes e finas (diâmetro de centenas de micrômetros) como um aditivo ao concreto. Isso leva à formação de macro poros cheios de água na pasta de cimento. A “água incorporada” reduz a retração autógena com base no mesmo princípio do uso de agregado leve saturado, porém, a técnica é mais simples e produz microestrutura altamente controlada, dizem os pesquisadores. Além disso, é possível que os pequenos vazios esféricos deixados, quando a água sai dos macro-poros para a hidratação, possam funcionar como um sistema de vazios, protegendo o concreto da ação do gelo-degelo, concluem.

*Neste trabalho, foi investigada a eficiência do uso de aditivo químico redutor de retração por secagem (ARR) para reduzir a retração autógena de concretos de alto desempenho. Esta é uma área onde é necessária mais pesquisa para esclarecer sob que condições os aditivos redutores de retração podem trazer benefícios, considerando também as propriedades reológicas, mecânicas, elásticas e térmicas bem como a durabilidade desses concretos aos agentes agressivos.*

### **3.7 O aditivo redutor de retração (ARR)**

O aditivo químico redutor de retração (Shrinkage Reducing Admixture - SRA) foi patenteado no Japão, em 1982 (SATO *et al.*, 1983 *apud* BENTZ e HANSEN, 2004), para alterar quimicamente o mecanismo de retração por secagem, sem causar expansão (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999). O aditivo redutor de retração (ARR) disponível comercialmente é uma mistura de éter glicol, introduzido no mercado americano em 1995.

O aditivo redutor de retração, embora já tenha sido introduzido no mercado de alguns países recentemente, não está disponível comercialmente no Brasil. O ARR é um aditivo químico não-iônico capaz de reduzir a tensão superficial da água. De acordo com a Eq. 3.1, a redução da tensão superficial ( $\sigma$ ) provoca uma diminuição na pressão capilar ( $\Delta P$ ), com conseqüente redução na retração por secagem e na retração autógena.

### 3.7.1 Mecanismo

Para RIXOM e MAILVAGANAM (1999), o ARR atua reduzindo a tensão superficial da água nos poros entre 2,5nm e 50nm (nos poros maiores que 50 nm as forças de tração na água são muito pequenas para causar retração apreciável e nos poros menores que 2,5 nm não se forma menisco). Os autores mencionam que, de acordo com a teoria assumida para explicar o mecanismo da retração por secagem (teoria da depressão capilar), uma das principais causas da retração por secagem é a tensão superficial gerada nos pequenos poros da pasta de cimento dos concretos. Quando esses poros perdem umidade, forma-se um menisco na interface ar-água. A tensão superficial no menisco puxa a parede do poro para dentro e o concreto responde a essas forças internas retraindo-se (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999). Pela equação de Laplace, (Eq. 3.1  $\Delta P = 2 \sigma / r \cos \theta_E$ ), com a redução da tensão superficial da água ( $\sigma$ ), há uma diminuição na intensidade da depressão capilar ( $\Delta P$ ), causada pela formação de água nos meniscos dos poros capilares e responsáveis pela retração nas pastas de cimento.

Segundo COLLEPARDI *et al.* (2005), o ARR não reduz a evaporação de água do concreto exposto ao ar não saturado. A Figura 3.5 mostra uma perda de massa típica devido à evaporação de água de concretos com e sem ARR, ambos expostos às mesmas condições de exposição (UR = 60% e T = 25 °C).

### 3.7.2 Dosagem

O aditivo químico ARR é usado na dosagem de 1 a 2% em relação à massa de cimento, com base neopentil glicol,  $(CH_2)_2 - C - (CH_2OH)_2$ , ou outro produto similar, que reduz a retração por secagem e a retração autógena (COLLEPARDI *et al.*, 2005). Estudos realizados por BALOGH (1996) e por TOMITA (1992), citados por RIXOM e MAILVAGANAM (1999), mostram que o produto parece ser mais eficaz quando adicionado numa taxa de 1,5 a 2% em relação à massa de cimento, embora dosagens de

1 a 2,5% possam ser usadas para obter o nível desejado de retração, sem efeitos adversos. O ARR é adicionado à água de amassamento e dispersada no concreto durante a mistura e, após o endurecimento do concreto, o aditivo permanece no sistema de poros, onde continua reduzindo os efeitos da tensão superficial (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999).

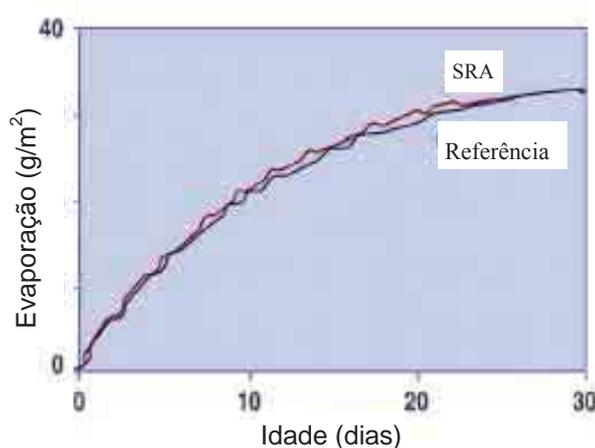
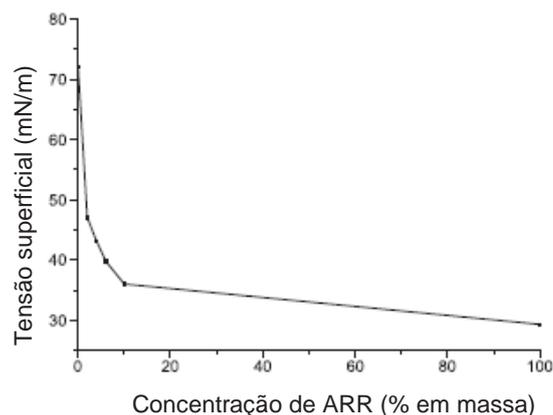


Figura 3.5 Evaporação (e) de água de concreto com e sem ARR (COLLEPARDI et al, 2005).

### 3.7.3 Efeitos do ARR na redução da tensão superficial

TAZAWA e MIYAZAWA (1995) observaram que a porcentagem de redução da retração autógena corresponde basicamente à mesma porcentagem de diminuição da tensão superficial na solução. Para BENTZ *et al.* (2001), esses aditivos orgânicos podem reduzir a tensão superficial da água destilada pela metade ou mais. Segundo BENTZ e JENSEN (2004), a redução era esperada, haja vista que a deformação por retração ( $\epsilon$ ) é diretamente proporcional às tensões capilares, que por sua vez, são diretamente proporcionais à tensão superficial ( $\sigma$ ) da solução que está enchendo os poros. RONGBINGS e JIAN (2005) mediram a tensão superficial da água pura e do ARR em solução, usando tensiômetro, em várias concentrações. A adição de ARR na água reduziu drasticamente a tensão superficial (Figura 3.6).

A eficácia do ARR pode diminuir com o tempo, pois os produtos de hidratação do cimento absorvem as moléculas do redutor de tensão superficial (BENTZ *et al.*, 2001).



**Figura 3.6 Tensão superficial e concentração de ARR (RONGBINGS e JIAN, 2005)**

### 3.7.4 Efeito nas propriedades de pasta, argamassa e concreto

Embora o primeiro impacto do ARR seja reduzir a retração por secagem, o aditivo também pode afetar outras propriedades do concreto fresco e endurecido.

#### 3.7.4.1 Abatimento e teor de ar

RIXOM e MAILVAGANAM (1999) observaram aumento no abatimento quando o ARR foi usado numa dosagem de 2%, em relação à massa de cimento, num concreto com teor de cimento de  $460 \text{ kg/m}^3$ , sem descontar o volume de ARR da quantidade de água de amassamento. Entretanto, quando a quantidade de água da mistura foi abatida pelo volume correspondente de ARR, o concreto apresentou muito pouco ou mesmo nenhuma variação. As misturas com ARR apresentaram um pequeno efeito de retardar a velocidade de hidratação, aumentando o tempo de pega em cerca de uma hora. O aditivo também afeta o conteúdo de ar do concreto fresco e, portanto, quando usado em concretos com ar incorporado, a dosagem de aditivo incorporador de ar deve ser aumentada, para se alcançar o conteúdo de ar especificado.

#### 3.7.4.2 Tempo de pega

FOLLIARD e BERKE (1997) constataram aumento no tempo de pega de pastas contendo 1,5% de ARR (em relação à massa de cimento e sílica ativa), comparado à pasta de referência, usando método da agulha de Vicat. MALTESE *et al.* (2005) também mencionam que o ARR atuou como um retardador nos tempos de início e fim de pega, trabalhando com pastas contendo 3% de ARR, sem adição mineral, comparada com a de referência. BROOKS *et al.* (2000) estudaram o efeito da adição de 2% de

ARR nos tempos de pega em concretos com resistência normal e em concretos de alto desempenho, pelo método da resistência à penetração (ASTM-C-403). Os autores mencionam que o ARR teve efeito desprezível nos concretos de resistência normal ao passo que, nos concretos de alto desempenho, houve um efeito retardador significativo, quando usado juntamente com superplastificante. WEISS e BERKE (2002) também obtiveram aumento no tempo de início de pega em misturas com 2% de ARR em relação à mistura de referência, usando método de resistência à penetração.

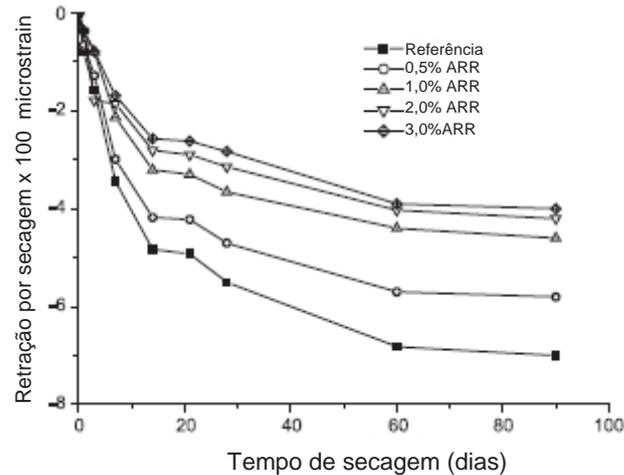
#### 3.7.4.3 Resistência à compressão

A resistência à compressão pode ser reduzida em até 15%, aos 28 dias, adicionando-se 2% de ARR ao concreto (BERKE *et al.*, 1994, TOMITA, 1992 e BALOGH, 1996, *apud* RIXOM e MAILVAGANAM, 1999). Para BENTZ *et al.* (2001), o efeito na resistência depende enormemente do proporcionamento dos materiais constituintes e das condições de cura. Um pequeno aumento na resistência foi observado em argamassas com relação água/sólido de 0,35 e 8% de adição de sílica ativa, sem ARR e contendo 2% do aditivo redutor, curadas sob condições seladas a 30 °C, por 28 dias. GETTU *et al.* (2001) obtiveram redução de 5% na resistência à compressão de concreto contendo 1,5% de ARR, em relação ao de referência, e de 12% nos concretos contendo 2% de ARR, aos 28 dias de idade. FOLLIARD e BERKE (1997) obtiveram 6 a 8% de redução na resistência, aos 28 dias, em concretos contendo 1,5% de ARR, curados a 20 °C e 100% de UR, comparados com o de referência.

#### 3.7.4.4 Retração por secagem

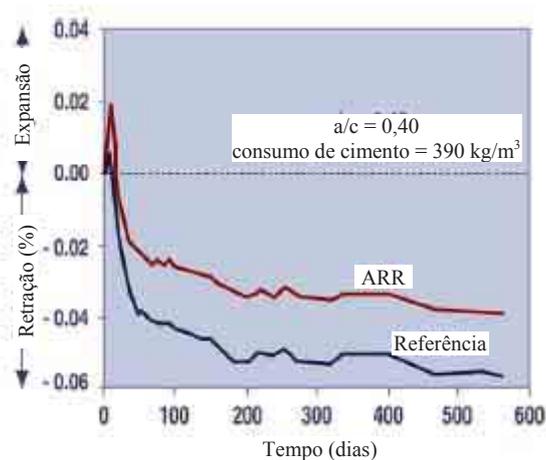
A primeira aplicação e a maneira mais convencional de uso do ARR é para reduzir a retração por secagem (BENTZ e HANSEN, 2004). A redução na magnitude da retração por secagem obtida é dependente da relação a/c do concreto. Geralmente, quanto menor a relação, maior a porcentagem de redução de retração obtida. Em misturas com  $a/c < 0,60$  e dosagem de ARR de 1,5% em relação à massa de cimento, obteve-se redução de 80%, aos 28 dias, ao passo que em misturas com  $a/c = 0,68$ , a redução na retração foi de 37%, na mesma idade (BATES, *apud* RIXOM e MAILVAGANAM, 1999). GETTU *et al.* (2001), trabalhando com concreto contendo 1,5% de ARR, obtiveram redução significativa na retração por secagem, sob condições de UR = 50% e 20 °C. Com 1 ano, a redução chegou a 50%. RONGBING e JIAN

(2005), trabalhando com argamassa com  $C = 540 \text{ kg/m}^3$ ,  $a/c = 0,44$  e ARR nos teores de 1, 2 e 3%, obtiveram redução na taxa de retração por secagem, aos 90 dias, em relação ao concreto de referência, iguais a 21,9%, 28% e 44%, respectivamente (Figura 3.7).



**Figura 3.7 – Relação entre dosagem de ARR e retração por secagem livre, em argamassa.**

COLLEPARDI *et al.* (2005) citam experiências de BERKE *et al.* (2003) trabalhando com concreto contendo  $390 \text{ kg/m}^3$  de cimento,  $a/c = 0,4$ , com e sem ARR e cura úmida por uma semana, obtiveram cerca de 50% de redução na retração por secagem, com 1 mês de idade, no concreto contendo ARR em relação ao concreto de referência (Figura 3.8).

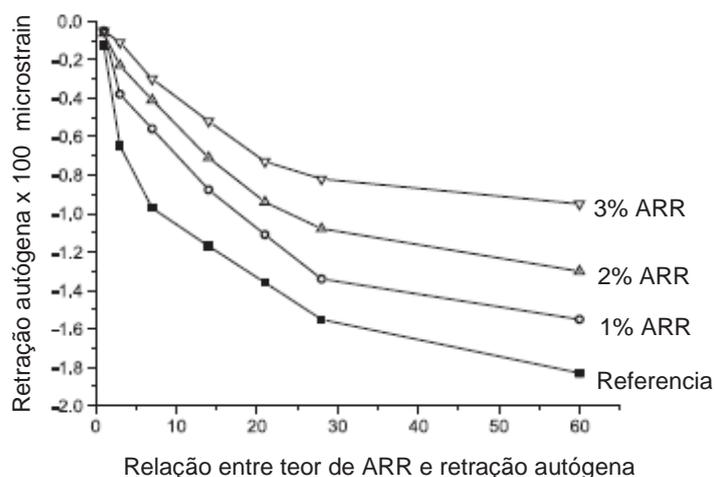


**Figura 3.8 Variação de comprimento em função do tempo para concretos com e sem ARR (BERKE *et al.*, 2003, citado por COLLEPARDI *et al.*, 2005).**

COLLEPARDI *et al.* (2005) trabalharam com aditivo redutor de retração e com agentes expansivos (base CaO e base etringita) para reduzir a retração por secagem. Os resultados mostram que nem o agente expansivo nem o ARR, usados separadamente, podem evitar definitivamente o risco de fissuração, causado pela retração por secagem, em estruturas reais de concreto, sob condições de prática de cura usuais em obra. Entretanto, os autores mostram um efeito sinérgico do uso combinado de ARR e agente expansivo, para produzir concretos com retração compensada.

#### 3.7.4.5 Retração autógena

RONGBING e JIAN (2005) determinaram a retração autógena em argamassas de cimento sem e com diferentes teores de ARR (em relação à massa de cimento), usando prismas de 2,5 x 2,5x 28 cm, selados com fita de alumínio. A determinação teve início 12 h após o início da mistura, usando extensômetros. Os autores concluíram que, para as misturas contendo 1, 2 e 3% de ARR, aos 60 dias de cura selada, a retração autógena foi reduzida de 15%, 29% e 48%, respectivamente, em relação ao concreto de referência (Figura 3.9).

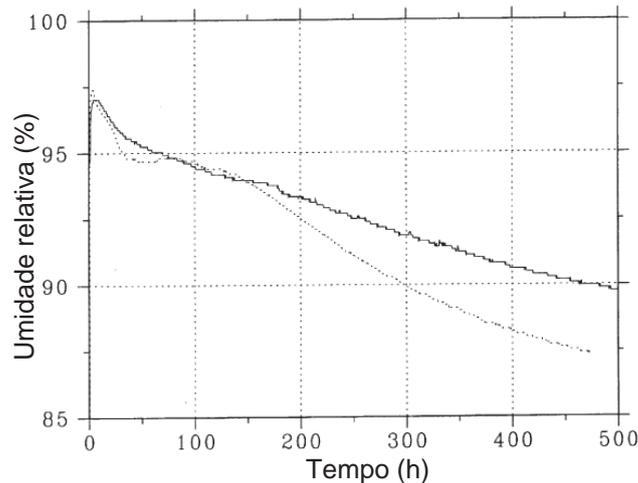


**Figura 3.9** Relação entre ARR e retração autógena (RONGBING e JIAN, 2005).

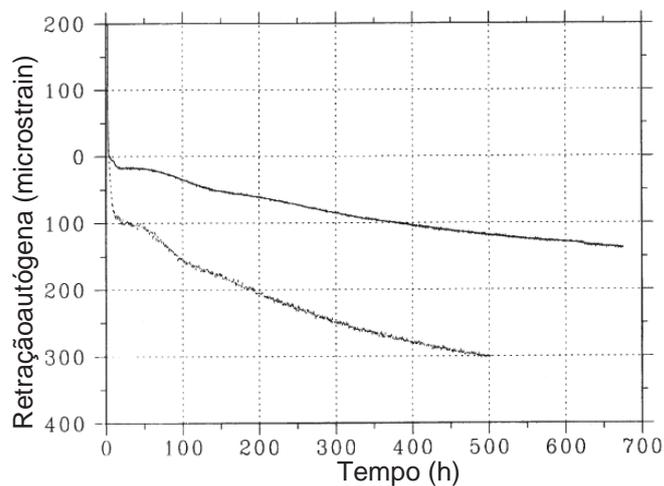
#### 3.7.4.6 Umidade relativa interna

Estudos realizados em argamassa, por BENTZ *et al.* (2001), com relação a/c = 0,35, contendo 8% de sílica ativa, preparadas sem ARR e com 2% de ARR, mostram que a presença de ARR reduziu levemente (3%) a umidade relativa (determinada com *rotronic hygroscope*), até 500 h de ensaio (~21 dias), enquanto a retração autógena

diminuiu substancialmente no mesmo período (determinada com dilatômetro - Figura 3.4). Até aproximadamente uma semana (167 h), as argamassas com e sem ARR apresentaram umidades relativas próximas. A partir dessa data, a argamassa com ARR apresentou uma magnitude menor em relação à de referência. Porém, a redução na retração autógena da argamassa contendo ARR foi substancialmente menor, já nas primeiras idades (Figura 3.10 e Figura 3.11).



**Figura 3.10** Diferenças no desenvolvimento da UR interna em argamassas seladas a a 30 °C ( $a/c = 0,35$ , com ARR (curva de cima) e sem ARR (curva de baixo) (BENTZ et al. (2001).



**Figura 3.11** Diferenças na retração autógena em argamassas de cimento ( $a/c = 0,35$ ) com ARR (curva de cima) e sem ARR (curva de baixo), curadas sob condições seladas a 30 °C (BENTZ et al. (2001).

#### 3.7.4.7 Fissura por retração térmica

O ARR pode reduzir a fissura de origem térmica, devido ao seu efeito de retardar a velocidade de hidratação e o pico de temperatura, diminuindo a retração térmica no resfriamento (RIXOM e MAILVAGANAM, 1999).

#### 3.7.4.8 Outros efeitos

Pesquisas realizadas por diversos autores, entre eles, SHOYA (1990), SHAH (1992), BROOKS e JIANG (1997), WEISS (1999) MORA *et al.* (2000), *apud* GETTU *et al.* (2001), mostram que, além da redução na retração livre, a adição de ARR pode reduzir o volume de macroporos na pasta de cimento endurecida, a permeabilidade do concreto, o ingresso de cloretos e a abertura de fissuras em concretos sob condições de secagem. Outros benefícios incluem aumento da fluidez, redução na fluência e na fissuração por retração restringida.

Não foi encontrada na literatura técnica internacional, pesquisa com ARR para determinação das propriedades reológicas (tensão de escoamento e viscosidade plástica), da resistência à tração e de propriedades térmicas. Nenhuma pesquisa no Brasil foi encontrada usando aditivo redutor de retração.

### 3.8 A contribuição desta pesquisa

A contribuição desta pesquisa é essencialmente:

- A proposta de uma classificação e terminologia sugerida para as variações volumétricas que podem ocorrer nos sistemas cimentícios, definindo as deformações, usando conceitos da termodinâmica, precisando o fenômeno numa escala de tempo e de tamanho.
- O estudo experimental do efeito de um produto novo (o ARR), no combate à retração autógena em CAD, com intuito de conhecer melhor este concreto e usá-lo com mais segurança onde for mais apropriado;
  - iniciando-se a determinação no momento (ou pelo menos muito próximo desse tempo) em que o concreto desenvolve uma estrutura suficiente para permitir transferência de tensões de tração;

- fornecendo subsídios que auxiliem a modelagem matemática, para estimar as variações dimensionais;
- gerando informações que contribuam para possíveis mudanças nas normas nacionais, tornando-as mais adequadas e atuais.

É investigada também a influência do ARR nas propriedades reológicas (tensão de escoamento, viscosidade plástica e abatimento), mecânicas (resistência à compressão e à tração direta), elásticas (módulo de elasticidade na compressão e na tração direta) e térmicas (elevação adiabática da temperatura, calor específico e difusividade) de concretos com e sem a presença do ARR, além da retração por secagem, umidade relativa do concreto e patamar de percolação.

### Resumo do capítulo 3

Os principais mecanismos que vêm sendo debatidos para compreender as forças geradoras da retração autógena são (1) variação da depressão capilar, (2) variação da tensão superficial do sólido e (3) variação da pressão de disjunção, associados aos respectivos tipos de água que podem sair e gerar retração (água dos poros capilares, água adsorvida e água dos microporos). Segundo BAROGHEL-BOUNY (1994), diante do pouco conhecimento que se dispõe sobre as forças coloidais (que regem o mecanismo de pressão de disjunção) e sobre a energia de superfície dos sólidos (que rege o mecanismo da variação da tensão de superfície do sólido), não há ainda um modelo teórico, embasando esses dois mecanismos, que permita chegar a valores quantitativos de retração, sendo predominante o mecanismo da variação da depressão capilar, explicado pelas leis de Kelvin-Laplace.

Na literatura técnica, não existe um consenso sobre a metodologia para determinação da retração autógena, o que tem dificultado a interpretação e comparação dos resultados. A ausência de um sistema de determinação padrão faz com que as retrações autógenas, apresentadas em diferentes publicações, variem enormemente em magnitude e em sinal. Neste trabalho é adotada a metodologia proposta por TAZAWA e MIYAZAWA (1999) para determinação da retração autógena (unidirecional, horizontal) e expansão autógena em pasta de cimento, argamassa e concreto.

Dentre as estratégias mitigadoras da retração autógena, incluindo aditivo redutor de retração (ARR), cimentos expansivos, adição de agregado leve saturado, adição de fibra, partículas poliméricas super absorventes, é usado nesta pesquisa a primeira alternativa.

O aditivo *ARR*, embora já tenha sido introduzido no mercado de alguns países recentemente, não está disponível comercialmente no Brasil. O *ARR* atua reduzindo a tensão superficial da água nos poros entre 2,5nm e 50nm e é usado na dosagem de 1 a 2% em relação à massa de cimento. São apresentados estudos realizados por diversos pesquisadores estrangeiros mostrando os efeitos desse aditivo nas propriedades de pasta, argamassa ou concreto. No Brasil não foi encontrada pesquisa usando aditivo redutor de retração.

A contribuição desta pesquisa, além da classificação e terminologia propostas para as variações volumétricas apresentadas no capítulo 4, é essencialmente o estudo experimental do efeito de um produto novo (o *ARR*) no combate à retração autógena em CAD, iniciando-se a determinação no momento (ou pelo menos muito próximo do momento) em que o concreto desenvolveu uma estrutura suficiente para permitir transferência de tensões de tração para (1) fornecer subsídios que auxiliem a modelagem matemática e estimem as variações dimensionais, e (2) para gerar informações que contribuam para possíveis mudanças nas normas nacionais, tornando-as mais adequadas e atuais. Também é apresentada nesta pesquisa a influência do *ARR* nas propriedades reológicas, mecânicas, elásticas e térmicas de concretos com e sem a presença do *ARR*, além da retração por secagem e determinação da umidade relativa interna.

"Nada do que foi será  
De novo do jeito que já foi um dia  
Tudo passa  
Tudo sempre passará.  
A vida vem em onda  
Como o mar  
Num indo e vindo infinito"

(Como uma onda)  
Lulu Santos

## 4 VARIAÇÕES VOLUMÉTRICAS NOS SISTEMAS CIMENTÍCIOS: CLASSIFICAÇÃO

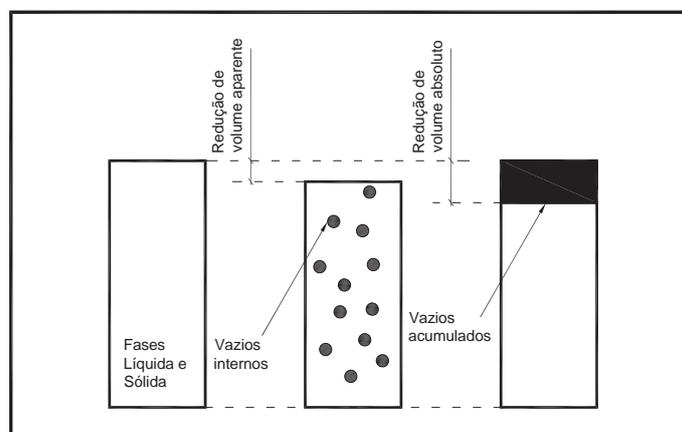
### 4.1 Terminologias e classificações da literatura técnica

Não há um consenso na literatura técnica acerca da terminologia adotada para designar os diferentes tipos de deformação que podem ocorrer num sistema cimentício, sobretudo quando se trata das deformações nas primeiras idades. Particularmente, há uma confusão de conceito entre os termos contração *Le Chatelier* e retração química, aparecendo também os termos retração química total e retração química externa. Há ainda uma variedade de definições para descrever a retração autógena, a deformação autógena e a autodessecação. Para BENTUR (2002), muito dos termos empregados são específicos a processos que acontecem numa escala de tempo ou são de relevância especial para o mecanismo do comportamento nas primeiras idades, enquanto outros, não apresentam definição consistente com a literatura convencional, usada para os sistemas cimentícios.

Além da não uniformidade em relação à terminologia, há também divergência sobre a classificação dos diferentes componentes das deformações nas primeiras idades. Termos diferentes são usados para designar um mesmo fenômeno e diferentes fenômenos são designados pelo mesmo termo (BENTZ e JENSEN, 2004). A título de ilustração, são apresentadas definições e classificação de alguns pesquisadores, onde se pode constatar, que não há na literatura técnica, uma idéia clara sobre a terminologia empregada para designar as variações volumétricas dos sistemas cimentícios.

A escola francesa, representada por professores e pesquisadores do LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) e da LAFARGE-78 (*Laboratoire Central de Recherche*,

(P. ACKER, M. BUIL, V. BAROGHEL-BOUNY, A. BOURNIZ, L. BARCELO, C. HUA e S. BOIVIN, entre outros), usa uma terminologia para retração química e retração autógena, adotando conceitos de volume aparente e de volume absoluto, introduzidos por *Le Chatelier* em 1900, no seu artigo *Sur Les changements de volume qui accompagnent le durcissement des ciments apud BOIVIN et al. (1998)*. O volume aparente de uma pasta de cimento é definido por sua aparência externa, ou seja, é a soma dos volumes dos diferentes componentes quer sejam sólidos, líquidos ou gasosos, enquanto o volume absoluto é definido como a soma dos volumes das fases sólidas e líquidas, apenas (BOIVIN, 2001). A Figura 4.1 mostra um desenho esquemático do volume aparente e volume absoluto.

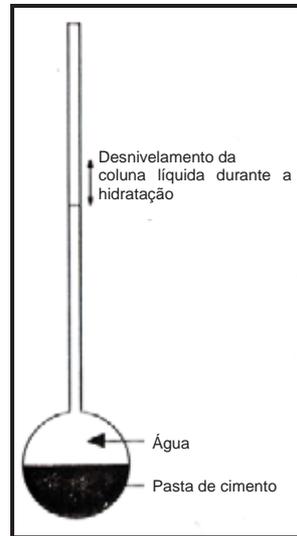


**Figura 4.1 Ilustração da definição dos volumes aparente e absoluto (BOIVIN et al., 1998).**

Segundo BOIVIN (2001), a contração *Le Chatelier* (retração química) designa uma variação de volume absoluto, cujos efeitos sobre o volume aparente (retração autógena) dependerão, principalmente, da porosidade e da rigidez do material. As variações químicas e físicas, que ocorrem durante a hidratação, são acompanhadas por uma redução no volume absoluto, ou seja, o volume das fases sólidas e líquida após a hidratação é menor do que os volumes iniciais de água e cimento anidro (BOIVIN et al., 1998). Para esses autores, a retração autógena (autodessecação) é a redução de volume aparente resultante da hidratação, cujo mecanismo é a retração química.

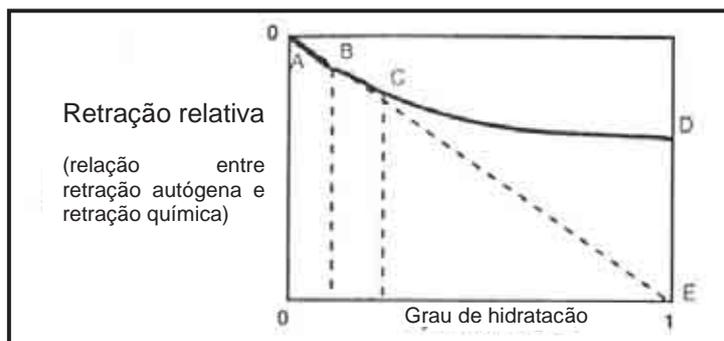
LE CHATELIER (1900) *apud BOIVIN et al. (1998)* foi o primeiro a observar este fenômeno nas seguintes condições: uma pasta de cimento e água foi introduzida num recipiente de vidro provido de um tubo capilar onde, em seguida, se introduziu água até meia altura do gargalo e fechou-se para evitar a evaporação (Figura 4.2). O

experimento consistiu em registrar a queda gradual do nível de água, medida pelo abaixamento da coluna de água no tubo capilar. A interpretação deste ensaio supõe que a água excedente sobre a pasta assegura a saturação completa da amostra. Esta foi a primeira avaliação experimental da redução de volume causada pela hidratação.



**Figura 4.2 Ensaio Le Chatelier (1900) apud BOIVIN (2001).**

ACKER (1988) menciona que a retração química terá efeitos macroscópicos diferentes, dependendo da rigidez e da porosidade material, e define uma retração relativa que é a relação entre a retração autógena e retração química (Figura 4.3).

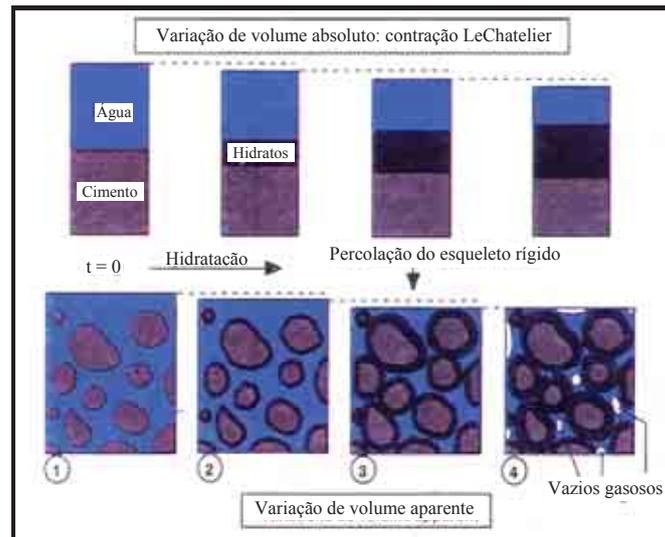


**Figura 4.3 Evolução esquemática da retração autógena como função do grau de hidratação (ACKER, 1988).**

O autor menciona que, enquanto o material se comporta como uma suspensão, a retração autógena é proporcional ao grau de hidratação (trecho AB). Quando um esqueleto rígido é formado por todo o material, as deformações impostas pela retração

química tornam-se mais e mais restritas (trechos BC e CD) e a retração autógena será apenas uma pequena parte da retração química.

A Figura 4.4 esquematiza as variações de volume absoluto (Contração *Le Chatelier*) e as variações de volume aparente provenientes do balanço volumétrico das reações de hidratação, segundo BUIL (1990) *apud* BOIVIN (2001) e HUA *et al.* (1995) *apud* BOIVIN (2001).



**Figura 4.4 Segundo BUIL (1990) e HUA, ACKER e EHRLACHER (1995), a autodessecação como consequência da Contração *Le Chatelier*, *apud* BOIVIN (2001).**

- Durante o período de suspensão, (fases 1 e 2 da Figura 4.4), os grãos sólidos estão isolados numa fase líquida conexa. O material não põe nenhuma resistência às variações de volume impostas pela reação de hidratação. Durante este período, as variações de volume aparente e variações de volume absoluto são semelhantes. Este período pode ser bem curto, especialmente para pastas com baixas relações a/c.
- Durante a fase 3 do gráfico, a rigidez do material cresce gradualmente à medida que a hidratação prossegue. As variações de volume absoluto impostas pela contração *Le Chatelier* são dificultadas paulatinamente pelo esqueleto mineral em crescimento. Nesta fase aparece o primeiro “caminho sólido” na pasta de cimento, chamado de *patamar de percolação* (seção 2.3). De acordo com BOURNIZ (1995) *apud* BISSCHOP (2002), o patamar de percolação corresponde ao momento quando as curvas de retração autógena e retração

química começam a divergir. Segundo o autor, aparecem zonas dentro do material onde as variações de volume impostas pelas reações de hidratação são impedidas localmente pelo contato sólido e, portanto, a taxa de retração autógena decresce e torna-se menor que a retração química. De acordo com BISSCHOP (2002), o patamar de percolação pode ser detectado usando a técnica de ultra-som. Entre as fases 3 e 4, ocorre a transição de comportamento líquido para comportamento sólido.

- Durante a fase de endurecimento (fase 4 no gráfico), o esqueleto mineral está difundido por todo o volume (percolação em três dimensões) e *as reduções de volume, devido à hidratação, não são mais compatíveis com as deformações mecânicas admissíveis pelo esqueleto mineral*. Há o aparecimento de um volume gasoso na porosidade dos capilares da pasta, inicialmente saturada em água e o teor de água diminui. Este fenômeno de redução da umidade interna pelo efeito da hidratação é chamado de autodessecação. As variações de volume aparente e volume absoluto são diferentes, sendo as variações de volume aparente bem pequenas diante das de volume absoluto.

Um grupo de pesquisadores da Universidade de Ciência e Tecnologia da Noruega, entre eles  $\phi$ . BJØNTEGAARD e E. J. SELLEVOLD bem como outros pesquisadores H. JUSTNES e T. A. HAMMER (do SINTEF, Noruega) sugerem definir deformação autógena como todas as variações de volume externas que acontecem sem variação de massa, sendo a retração química a principal causa para seu aparecimento. Porém, a reabsorção da água de exsudação e/ou a água absorvida dos agregados e a própria restrição do agregado exercem influência na relação entre retração autógena e retração química. JUSTNES *et al.* (1998) mencionam que “há na literatura uma confusão com a terminologia usada para designar a retração. A retração química total pode ser chamada como adsorção de água, contração de volume, variação autógena de volume ou retração *Le Chatelier*. A retração química externa é também chamada de variação volumétrica externa, retração volumétrica macroscópica (*bulk shrinkage*) e retração autógena”. Para esses autores, a retração química total é a soma da retração química externa mais o volume dos poros vazios, contraídos em todos os estágios da hidratação.

BAROGHEL-BOUNY (1994) chama de deformações endógenas de uma pasta de cimento ou de um concreto as deformações que acontecem num material protegido de

toda troca hídrica com o meio ambiente e conservado a temperatura ambiente constante (contudo, no início do ensaio, não se encontra condição isotérmica no corpo-de-prova, pois as reações de hidratação provocam variações de temperatura notáveis). Ainda segundo ela, os diferentes componentes das deformações endógenas são:

- a contração Le Chatelier, pelo fato das reações de hidratação acontecerem com diminuição de volume molar;
- a expansão, resultante do aumento da porosidade, devido ao crescimento de etringita e da portlandita;
- a retração por autodessecação, quando os poros capilares começam a se esvaziar sob efeito das reações de hidratação e
- a retração térmica, que varia em função das perdas térmicas e de intensidade de fluxo térmico, devido à exotermia da reação.

Num outro trabalho, BAROGHEL-BOUNY *et al.* (2002) afirmam que a autodessecação é o principal componente da retração autógena e que se inicia após um dado tempo, que depende do patamar de percolação (seção 2.3) da mistura, sendo desprezíveis os outros dois componentes (a retração química e a expansão).

JENSEN e HANSEN (2001 b) adotam o princípio estabelecido por *Le Chatelier* de fazer a distinção entre volume absoluto e volume aparente numa pasta de cimento. Com a terminologia adotada pelos autores nesse artigo, a variação de volume absoluto significa retração química e a variação de volume aparente significa deformação autógena. Os autores também concordam que não há uma uniformidade na literatura com relação à nomenclatura e classificam as deformações em dois grupos, sugerindo a terminologia mostrada a seguir (Figura 4.5).

- Retração química é a redução de volume interna associada com as reações de hidratação, num material cimentício (variação de volume absoluto).
- Deformação autógena é a deformação volumétrica macroscópica (*bulk deformation*) de um sistema cimentício fechado, isotérmico e não submetido a forças externas (variação de volume aparente).

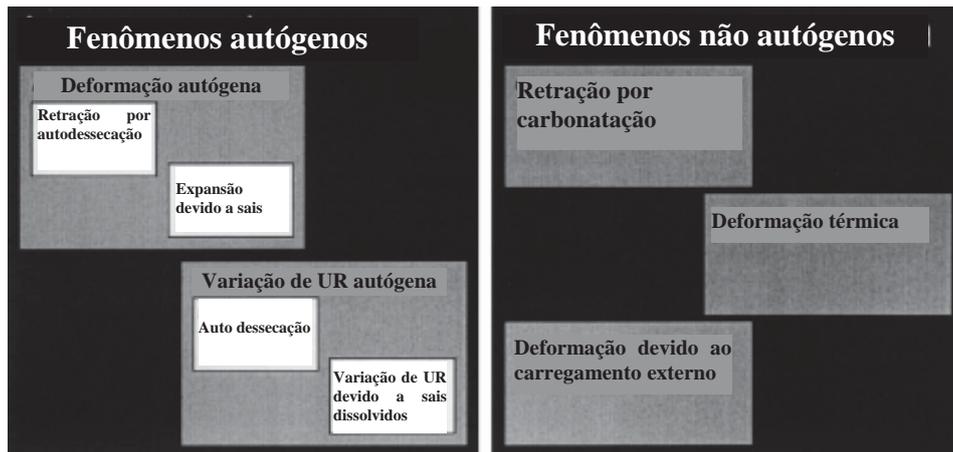


Figura 4.5 Representação gráfica da terminologia aplicada por JENSEN e HANSEN (2001b).

- Variação autógena da UR é a variação da umidade relativa interna num sistema cimentício fechado, isotérmico e não submetido a forças externas.
- Retração por autodessecação é a deformação autógena de um sistema cimentício causado pela retração química.
- Autodessecação é a variação autógena da UR de um sistema cimentício causada pela retração química.

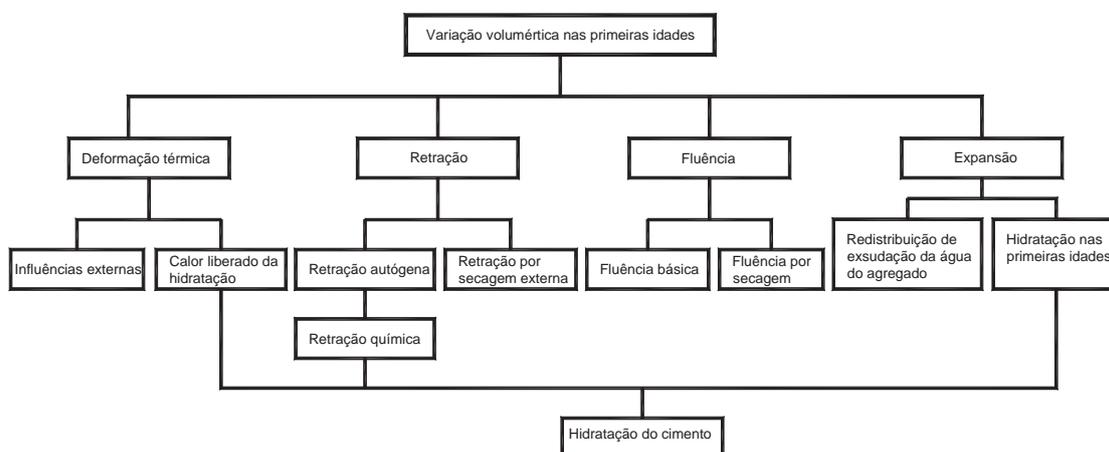
A terminologia empregada por A. BENTUR do Instituto de Tecnologia de Israel é a seguinte (BENTUR, 2002):

- Retração química é a redução de volume microscópica-interna, resultado do fato dos volumes absolutos dos produtos de hidratação serem menores do que o volume dos reagentes (cimento e água). Essa redução de volume é linearmente proporcional ao grau de hidratação, aproximadamente (após o estágio das idades iniciais).
- Autodessecação é a redução na umidade relativa interna de um sistema fechado, quando poros vazios são gerados. De acordo com o pesquisador, isso ocorre quando a retração química está no estágio em que a pasta desenvolveu um esqueleto auto-suportante. Nessa situação, a retração química (que é um fenômeno interno) é maior que a retração autógena (que é um fenômeno externo), conclui.
- Retração autógena é a redução dimensional macroscópica-externa do sistema cimentício (volumétrica ou linear), que ocorre sob condições isotérmicas e sem

troca de umidade ou qualquer outra substância com o meio exterior (cura selada). Segundo o autor, a retração autógena é causada geralmente pela retração química e as duas são aproximadamente iguais, quando o sistema se comporta como fluido. Ainda segundo ele, a retração autógena se torna menor que a retração química quando a pasta desenvolveu um esqueleto suficientemente rígido (aproximadamente no tempo de início de pega) e se comporta como um sólido. Dentro desse contexto, menciona o autor, o Instituto Japonês do Concreto (JCI) define retração autógena como aquela que ocorre após a pega, com variação de volume antes da pega, devido à retração química, incluída na retração plástica.

- Expansão autógena é a expansão dimensional microscópica-interna (volumétrica ou linear) de um sistema cimentício que ocorre sob condições isotérmicas e sem troca de umidade ou de qualquer outra substância com o exterior (cura selada). O autor menciona que esta expansão pode ocorrer imediatamente após o desenvolvimento do esqueleto auto suportante (aproximadamente no tempo de pega). Tal expansão que é observada freqüentemente em sistemas com relação a/c elevado, mas também algumas vezes em misturas com baixo a/c, imediatamente após a pega, pode estar associada a uma série de mecanismos relacionados com a hidratação, tais como pressão de expansão e formação de etringita, conclui o autor.
- Deformação térmica é a variação de volume ou linear macroscópica-externa induzida por efeitos térmicos. No caso de comportamento nas primeiras idades, as variações térmicas são induzidas pela natureza exotérmica da reação de hidratação e seu resfriamento posterior.
- Deformação autógena é a variação dimensional macroscópica-externa, num sistema selado, devido à soma de três fatores definidos anteriormente: retração autógena, expansão autógena e deformação térmica. Segundo o autor, ele adota a definição do JCI, ou seja, aquela que ocorre após a formação do esqueleto auto-suportante, aproximadamente no tempo de pega.
- Deformação plástica é a variação de volume ou linear microscópica-externa que ocorre num sistema no estágio em que pode ser tratado como fluido, antes do desenvolvimento do esqueleto sólido auto suportante, aproximadamente no tempo de pega.

Para D. Lange, da Universidade de Illinois, Urbana, USA, as variações de volume, nas primeiras idades, podem ser classificadas conforme a Figura 4.6. Os quatro fenômenos principais (deformação térmica, retração, expansão e fluência) contribuem para o comportamento global observado nas estruturas de concreto (LANGE, 2002).



**Figura 4.6** Um sumário fenomenológico das variações de volume nas primeiras idades (LANGE, 2002).

- Deformações térmicas ocorrem porque a temperatura do concreto varia como resultado da exotermia da reação de hidratação e das condições ambientais. O coeficiente de expansão térmico evolui durante as primeiras horas, quando o concreto passa de condição de material fluido para um esqueleto sólido.
- Retração pode ser dividida em duas categorias: autógena e secagem. Retração química é o mecanismo principal por trás da retração autógena e ocorre porque o volume dos produtos de hidratação é menor do que o volume original de cimento e água. Secagem interna resulta da diminuição de volume à medida que a água vai sendo consumida pela hidratação. Ao contrário, a retração por secagem externa é causada pela perda de água, por evaporação, da superfície do corpo-de-prova.
- Fluência tem sido definida, tradicionalmente, como tendo dois componentes. Fluência básica é a deformação dependente do tempo que ocorre no material, quando submetido a carregamento constante. No caso do concreto restringido, submetido a contração térmica e retração, a fluência é um mecanismo de relaxação de tensões. Fluência por secagem é uma deformação adicional mensurável em ensaios que envolvem secagem de corpos-de-prova carregados.

- Expansão pode ser observada nas idades bem iniciais, quando a água se redistribui, devido ao fenômeno da exsudação, e há uma procura por água estocada nos poros do agregado. Se a hidratação inicial leva a uma procura por água (enquanto a água de exsudação é ainda abundante na superfície), a água de exsudação será reabsorvida pelo corpo do concreto e ocorre uma expansão mensurável. A retração autógena pode também ser resultado da formação de produtos de hidratação, como a etringita.

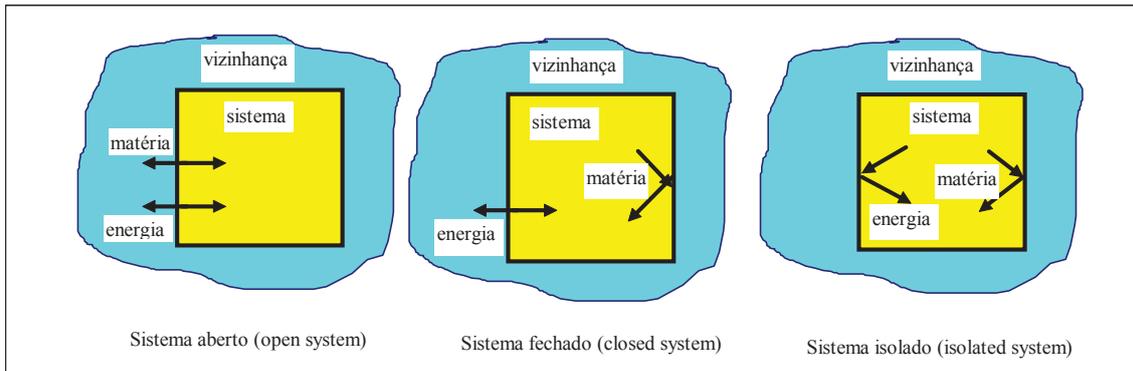
Segundo BENTZ e JENSEN (2004), a deformação autógena de um concreto é definida como a principal deformação sem restrição, que ocorre quando o concreto está selado e submetido à temperatura constante. De acordo com eles, quando a deformação é de contração, pode ser referida como retração autógena. Ainda segundo esses autores, a deformação autógena pode ser causada por diferentes mecanismos; como exemplo, eles mencionam o crescimento de certos cristais de sal, tais como a etringita, que podem causar expansão durante a hidratação. Porém, de acordo com os autores, o exemplo mais comum ocorre pelo fato dos produtos de hidratação formados pela hidratação do cimento Portland ocuparem um espaço menor que o volume dos reagentes (água e cimento). A este fenômeno é dado o nome de retração química, que causa um esvaziamento sucessivo dos poros da estrutura, gerando tensões de tração no poro, devido à formação de menisco. “Como a formação de menisco faz com que a umidade relativa diminua, acontece a autodessecação, que é um tipo importante de deformação autógena”, concluem os autores.

## *4.2 A classificação e a terminologia sugeridas neste trabalho*

### *4.2.1 Considerando conceitos da termodinâmica*

Para propor a classificação das deformações que podem ocorrer nos sistemas cimentícios, serão empregados conceitos da termodinâmica. Em termodinâmica o universo é dividido em duas partes: o sistema e sua vizinhança, separadas por uma fronteira. O **sistema** (*system*) é a parte do mundo na qual se tem interesse especial. Pode ser, por exemplo, um câmara de reação, um motor ou uma célula eletro-mecânica. A **vizinhança** (*surroundings*) é onde se fazem as observações. É uma porção do universo que interage fortemente com o sistema. A **fronteira** (*boundary*) é a superfície que

separa o sistema da vizinhança. *As características da fronteira irão determinar o tipo de sistema.* O sistema é considerado **aberto** quando matéria e energia são trocados (pela fronteira) entre sistema e vizinhança. Quando energia é trocada mas existe conservação de massa, o sistema é dito **fechado**. Quando nem massa nem energia são trocados entre sistema e vizinhança o sistema é dito **isolado** (Figura 4.7).



**Figura 4.7-Tipos de sistema.**

Num sistema isolado há conservação de energia, ou seja, a energia interna do sistema é constante. Tem sido obtido experimentalmente que a energia interna de um sistema pode ser alterada tanto realizando trabalho como o aquecendo (ATKINS, 1998). Se há conservação de energia, significa que não há variação de trabalho ( $dw = 0$ ) e nem variação de calor ( $dq = 0$ ), as duas possibilidades de se alterar a energia interna de um sistema. Portanto, a variação de energia interna ( $dU = 0$ ) é nula, por consequência. Embora a energia interna do sistema seja constante, pode haver transferência de energia, por exemplo, a potencial química (causa retração autógena) em energia térmica (causa deformação térmica). Variação de massa nula significa que a massa é constante, ou seja, não pode haver troca de umidade ou qualquer outra substância com o meio exterior.

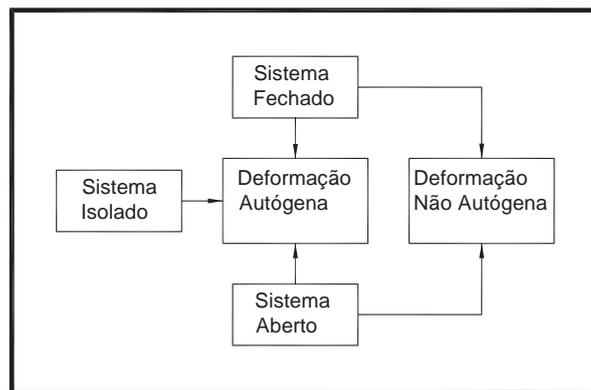
*Segundo a classificação sugerida neste trabalho, em sistemas isolados podem ocorrer apenas deformações autógenas. Em sistemas abertos e fechados, além das deformações autógenas, podem ocorrer também deformações não autógenas* (Figura 4.8).

As *deformações autógenas* (Figura 4.9) estão divididas em três categorias:

- (1) *volumétricas químicas*, devido ao balanço volumétrico das reações de hidratação,
- (2) *térmicas*, devido à liberação de calor proveniente da reação de hidratação e

(3) *Expansivas de degradação*, devido a agentes internos (reação álcali-silica, CaO e MgO livres, formação de etringita tardia, com fonte interna de liberação de sulfato).

As deformações químicas devido à reação de hidratação têm sua classificação dependente do estado do material: suspensão ou sólido. Enquanto suspensão pode ocorrer a *Contração Le Chatelier* e, quando sólido, a *retração autógena* (gerada pelo mecanismo da autodessecação) e a *expansão inicial* (Figura 4.9).



**Figura 4.8** Resumo esquemático da possibilidade de ocorrência das deformações autógena e não autógena nos tipos de sistemas.

As *deformações não autógenas* podem ser de três tipos (Figura 4.9), em função da variação

- (1) de massa,
- (2) de calor e
- (3) de trabalho.

No caso de sistemas abertos, podem ocorrer as três categorias de deformações não autógenas. Em sistemas fechados podem ocorrer variações volumétricas devido à variação de calor e de trabalho. Não podem ocorrer as deformações devido à variação de massa, pois, por definição, há conservação de massa.

As deformações não autógenas, devido à variação de massa, podem ser do tipo contração e retração por secagem, se o material tem comportamento de suspensão ou de sólido, respectivamente, ou pode ser expansiva de degradação, devido a agentes externos (expansão com aporte externo de íons, no estado sólido). A contração e a retração por secagem são geradas por evaporação ou sucção de água. A reação

expansiva de degradação pode ser devido à formação de etringita tardia, se houver ataque externo de íons  $\text{SO}_4^{2-}$ , retração por carbonatação, se houver ataque por  $\text{CO}_2$  e formação de Mg-S-H, se houver ataque de íons  $\text{Mg}^{2+}$ . Maiores detalhes dessa última reação podem ser vistos em CORDEIRO (2006).

As deformações não autógenas, devido à variação de calor, são chamadas de deformações térmicas, geradas com aporte externo de calor e podem ocorrer durante todo o intervalo de hidratação.

As deformações não autógenas, devido à variação de trabalho, podem ser viscoplásticas, no estado de suspensão e, quando sólido, deformações elásticas, plásticas e por fluência.

*O enfoque deste trabalho é o estudo da retração autógena, principal categoria das deformações volumétricas químicas, que são decorrentes do balanço volumétrico da hidratação do cimento Portland.*

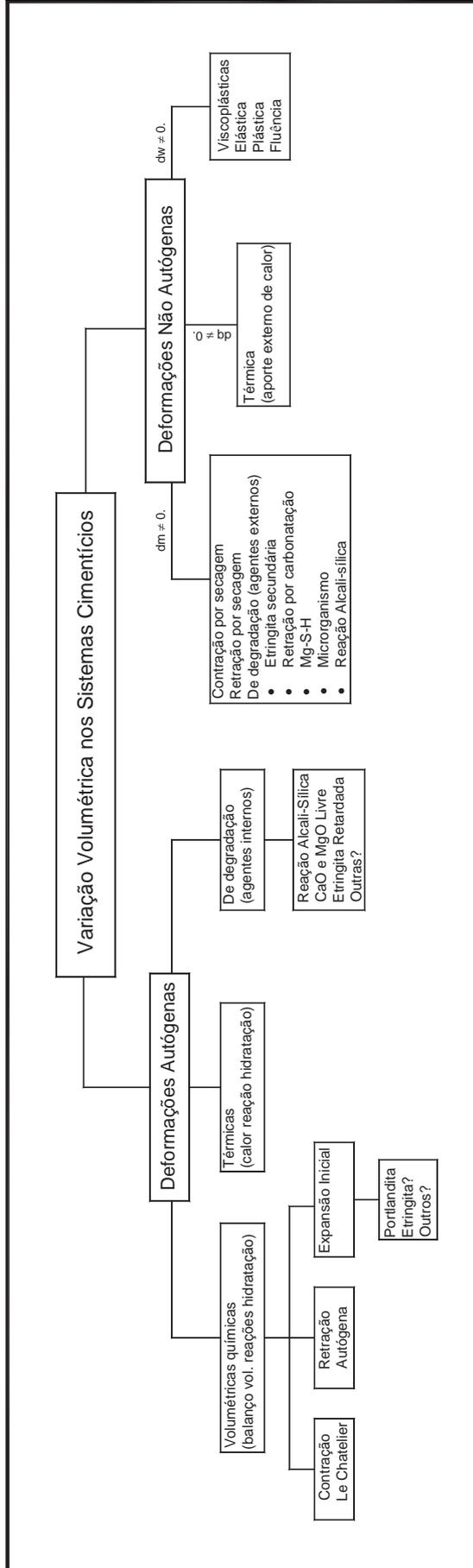


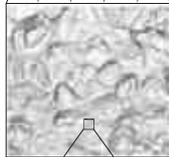
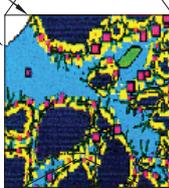
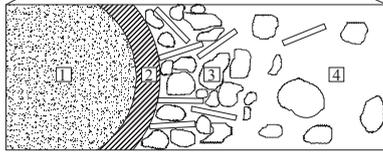
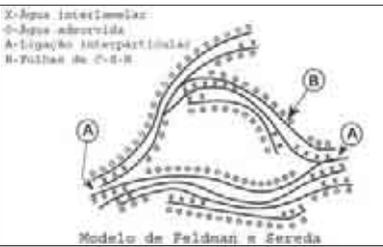
Figura 4.9 Organograma com a classificação proposta para as deformações autôgenas e não autôgenas.

#### 4.2.2 Considerando escala de tamanho

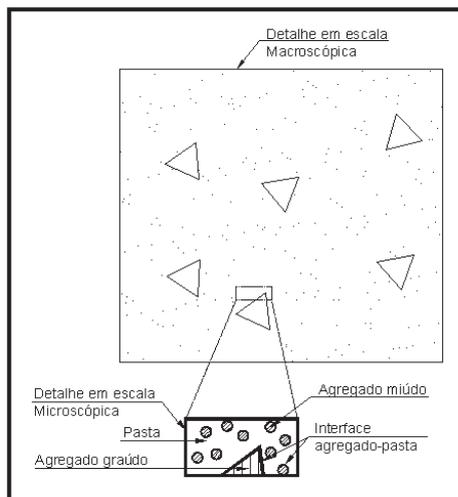
A Tabela 4.1 apresenta a classificação, mostrando a hidratação em vários níveis, desenvolvida para as propriedades de materiais cimentícios, a partir do modelo de hidratação multiescala, proposto por BERNARD *et al.* (2003), do modelo para os dois tipos de C-S-H proposto por TENNIS e JENNINGS (2000) e do modelo de C-S-H, proposto por FELDMAN e SEREDA (1948).

- O nível V é a escala super macroscópica e representa o nível da estrutura ( $>10^{-1}$  m). O concreto é um material homogêneo com inclusão de armadura.
- O nível IV é a escala macroscópica ( $10^{-2}$  a  $10^{-1}$  m ou 1 a 10 cm) e representa o nível do corpo-de-prova. É nessa escala que são determinadas experimentalmente as propriedades dos materiais cimentícios (por exemplo, a deformação autógena). O concreto é um material composto por partículas de agregado (miúdo e graúdo), distribuídas numa pasta de cimento considerada homogênea. Não se visualiza a interface agregado-pasta, pois ela está numa faixa de 10 a 50  $\mu\text{m}$  (MEHTA e MONTEIRO, 1994 e NEVILLE, 1997).
- O nível III é a escala microscópica ( $10^{-6}$  a  $10^{-4}$  m ou 1 a 100  $\mu\text{m}$ ) e representa a pasta de cimento, com o C-S-H considerado homogêneo, grandes cristais de hidróxido de cálcio, aluminatos, grãos de clínquer e água. Cabe mencionar que nessa escala também poderia ter sido colocada em destaque a fase agregado e a interface agregado-pasta (Figura 4.10). Porém foi representada apenas a fase pasta de cimento por ser de interesse neste trabalho para prosseguir com a escala até a representação do modelo de C-S-H.
- O nível II é a escala sub microscópica ( $10^{-7}$  a  $10^{-5}$  m ou 0,1 a 10  $\mu\text{m}$ ) e representa uma região da pasta de cimento com tamanho suficiente para representar os dois tipos de C-S-H do modelo proposto por TENNIS e JENNINGS (2000) (o interno, mais denso e o externo, menos denso), com propriedades elásticas diferentes.

**Tabela 4.1 - Classificação multiescala da hidratação, feita a partir do modelo de BERNARD *et al.* (2003), do modelo para os dois tipos de C-S-H proposto por TENNIS e JENNINGS (2000) e do modelo de C-S-H, proposto por FELDMAN e SEREDA(1948).**

<p><b>Nível V</b> Super macroscópico (estrutura) (<math>&gt; a 10m^{-1}</math>)</p>		<p>Concreto homogêneo + inclusão de armaduras</p>
<p><b>Nível IV</b> Macroscópico (corpo de prova) (<math>10^{-2}</math> a <math>10^{-1}</math> m)</p>		<p>Pasta homogêneo + inclusão de agregados (gráudo e miúdo)</p>
<p><b>Nível III</b> Microscópico (<math>10^{-6}</math> a <math>10^{-4}</math> m)</p>		<p>C-S-H homogêneo + Inclusões de grãos de cimento, CH, aluminatos, água</p>
<p><b>Nível II</b> Sub microscópico (<math>10^{-7}</math> a <math>10^{-5}</math> m)</p>	 <p> <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">1</span> grão anidro  <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">2</span> C-S-H interno  <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">3</span> C-S-H externo  <span style="border: 1px solid black; padding: 2px;">4</span> poro capilar         </p>	<p>2 tipos de C-S-H Modelo de Tennis e Jennings (2000)</p>
<p><b>Nível I</b> Nanoscópico (<math>10^{-9}</math> a <math>10^{-7}</math> m)</p>	 <p>           X-Água interlamelar            O-Água adsorvida            A-Ligação interpartícula            B-Folhas de C-S-H            Modelo de Feldman e Sereda         </p>	<p>C-S-H heterogêneo</p>

Nota: A micrografia do nível III é de VERNET *et al.*, 1992 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994.



**Figura 4.10 Detalhe da escala microscópica apresentando as fases pasta, agregado e interface agregado-pasta.**

- O nível I corresponde à escala nanoscópica ( $10^{-9}$  a  $10^{-7}$  m ou 1 a 100 nm). O C-S-H é heterogêneo, representado pelo modelo de FELDMAN e SEREDA (1968).

### 4.2.3 Considerando escala de tempo

O organograma das deformações (Figura 4.9) é apresentado em forma de tabela (Tabela 4.2), mostrando os fenômenos observados atrelados a uma escala de tempo e uma escala de tamanho. A coluna *Estado do Material* é uma definição da *escala de tempo*, mostrando se o fenômeno ocorre com o material se comportando como suspensão ( $\xi < \xi_0$ ) ou como sólido ( $\xi > \xi_0$ ). As colunas *Escala Microscópica* e *Escala Macroscópica* definem os fenômenos observados numa *escala de tamanho*.

Onde:

dm: variação de massa;  $dm > 0$ : ganho de massa;  $dm < 0$ : perda de massa

dq: variação de calor

dw: variação de trabalho

$\xi$ : grau de hidratação

$\xi_0$  grau de hidratação no instante em que ocorreu o patamar de percolação

$v_1$ : volume dos reagentes (cimento e água), na escala microscópica

$v_2$ : volume dos produtos de hidratação, na escala microscópica

$v^a$ : volume da pasta, na escala microscópica

$v^b$ : volume do agregado, na escala microscópica

$v^c$ : volume da interface agregado-pasta, na escala microscópica

$v^i$ : volume da pasta, do agregado e da interface agregado-pasta, na escala microscópica

$V_1$ : volume dos reagentes (cimento e água), na escala macroscópica

$V_2$ : volume dos produtos de hidratação, na escala macroscópica

Tabela 4.2 Classificação dos diferentes componentes das deformações autógenas e das deformações não autógenas sugerida neste trabalho

Deformações nos Sistemas Cimentícios		Estado do Material	Escala Microscópica	Escala Macroscópica	Fenômeno observado
Volumétricas Químicas (balanço vol. Reações químicas) ( $V_1 \neq V_2$ )		$\xi < \xi_0$	$v_1^a > v_2^a$	$V_1 > V_2$	Contração le Chatelier
		$\xi > \xi_0$	$v_1^b = v_2^b$	$V_1 > V_2$	Retração autógena
		$\xi \approx \xi_0$	$v_1^c > v_2^c$	$V_1 < V_2$	Expansão inicial
Térmicas (calor da reação de hidratação)		$0 < \xi < 1$	$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	Retração térmica Expansão térmica
de degradação (agente interno)		$\xi > \xi_0$	$v_1^a \neq v_2^a$		Reação álcali-silica CaO e MgO livre
			$v_1^b = v_2^b$	$V_1 > V_2$	Formação de etringita retardada
			$v_1^c \neq v_2^c$		Outro?
Não Autógenas					
Contração por secagem		$\xi < \xi_0$	$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	Evaporação Sucção, outros
Retração por secagem		$\xi > \xi_0$	$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	
dm $\neq$ 0			$v_1^a \neq v_2^a$		Formação de etringita secundária (dm>0),
			$v_1^b = v_2^b$	$V_1 > V_2$	Retração por carbonatação (dm>0)
			$v_1^c \neq v_2^c$		Mg-S-H (dm<0)
dq $\neq$ 0		$0 < \xi < 1$	$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	Retração térmica Expansão térmica
Térmicas (aporte externo)					
Viscoplásticas		$\xi < \xi_0$	$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	Deformações viscoplásticas
Elásticas			$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	Deformações elásticas
Plásticas		$\xi > \xi_0$	$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	Deformações plásticas
Fluência			$v_1^i \neq v_2^i$	$V_1 \neq V_2$	Deformações por fluência

No balanço volumétrico das reações de hidratação distinguem-se o volume dos reagentes -  $V_1$  (cimento e água) e o volume dos produtos da hidratação -  $V_2$ , sendo o primeiro maior que o segundo, salvo em situações de expansão inicial (seção 4.3.1.3). Na escala macroscópica (nível do corpo-de-prova), o concreto é considerado um material composto por pasta e inclusão de agregados, havendo uma redução no volume global no sistema sob observação. Na escala microscópica,  $v_1$  e  $v_2$  também representam o volume dos reagentes e o volume dos hidratos, respectivamente, numa escala mais refinada, onde o concreto apresenta três fases: (i) a pasta de cimento, (ii) a fase agregado (miúdo ou graúdo) e (iii) a interfase agregado -pasta de cimento, com variações de volume distintas (Figura 4.10). Essa distinção de 'V' e 'v' é para mostrar que, quando se trabalha com concreto, a variação volumétrica ocorre de maneira diferente numa escala e noutra. A relação  $V_1/V_2$  no concreto é diferente da relação  $v_1/v_2$  na pasta, sendo a primeira relação menor do que a segunda porque a presença do agregado oferece restrição à deformação. Se o estudo for feito em pastas, as duas relações são semelhantes, embora representem escalas diferentes. Em estudos usando concreto, a *determinação experimental* é feita considerando a variação volumétrica do conjunto agregado-pasta (escala macroscópica) e não na pasta do concreto isoladamente (escala microscópica). Portanto, *as deformações volumétricas químicas no concreto são fenômenos considerados macroscópicos, embora a redução de volume ocorra numa escala mais baixa, mais precisamente, na escala molecular dos reagentes e produtos.* Exemplificando para o caso da retração autógena determinada em concretos, objeto deste estudo, a variação volumétrica acontece macroscopicamente com  $V_1 > V_2$ . Ou seja, a retração autógena é medida experimentalmente considerando o conjunto agregado-pasta globalmente, embora na escala micro essa redução ocorra de modo diferente, com  $v_1 > v_2$  na pasta e na interface e, com  $v_1 = v_2$ , no agregado.

### 4.3 As deformações autógenas

#### 4.3.1 Volumétricas químicas (devido ao balanço volumétrico das reações de hidratação)

O balanço volumétrico da reação de hidratação se traduz, a maior parte do tempo, por uma diminuição do volume molar, porque o volume molar dos hidratos formados ( $V_2$ ) são inferiores à soma dos volumes molares iniciais do cimento anidro mais o da água ( $V_1$ ).

As deformações volumétricas químicas têm início minutos após o contato da água com o cimento e apresentam dois estágios bem distintos, provocados por mecanismos diferentes: um antes do patamar de percolação (o material com comportamento de fluido e  $V_1 > V_2$ ) e outro depois de atingido o patamar de percolação (o material com comportamento de sólido e  $V_1 > V_2$ ), acontecendo a retração autógena e podendo também acontecer uma expansão autógena inicial se  $V_1 < V_2$ . (A definição de patamar de percolação se encontra no item 2.3).

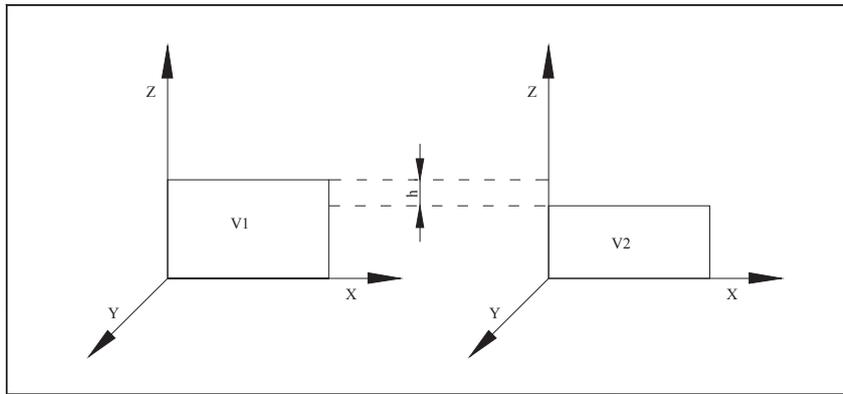
##### 4.3.1.1 Contração Le Chatelier

O primeiro estágio da deformação volumétrica química, devido à reação de hidratação, acontece quando o material se comporta como uma suspensão, ou seja, enquanto os grãos sólidos do cimento estão isolados numa fase líquida, contínua e conexa (BOIVIN, 2001). Essa fase começa com o início da hidratação, (grau de hidratação  $\xi = 0$ ) e termina quando o patamar de percolação é atingido ( $\xi \approx \xi_0$ ). Ou seja, ela perdura enquanto o grau de hidratação ( $\xi$ ) é menor que o grau de hidratação no instante do patamar de percolação ( $\xi_0$ ).

Denomina-se *Contração Le Chatelier* ao fenômeno físico-químico, decorrente do balanço volumétrico das reações de hidratação, que acontece quando a pasta está fluida e submetida à ação da pressão atmosférica, que “força” o líquido para se adaptar à forma do molde onde está inserido. O balanço volumétrico é devido ao fato da soma dos volumes molares iniciais de água e do componente anidro ser maior que o volume molar dos hidratos formados ( $V_1 > V_2$ ). Como o material se comporta como um fluido, não se opõe às variações de volume impostas pela hidratação e não gera fissuração. Cabe ressaltar que o termo aqui

empregado para este tipo de deformação é ‘**contração**’, para diferenciar da terminologia ‘**retração**’, que está sendo empregada quando o material apresenta um esqueleto mineral, rígido o suficiente para se opor às variações de volume, podendo levá-lo à fissuração.

A suspensão diminui de volume de maneira anisotrópica. As deformações nas direções  $x$  e  $y$  são nulas, existindo apenas deformação na direção  $z$  (Figura 4.11) devida à contração *Le Chatelier* ( $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$  e  $\varepsilon_z = \varepsilon^{LC}$  = deformação de contração *Le Chatelier*).



**Figura 4.11** Desenho esquemático da variação volumétrica causada pela pressão atmosférica numa suspensão.

A título de ilustração, é apresentado o balanço volumétrico da reação de hidratação do  $C_3S$  (componente majoritário do cimento Portland CP I, CII e CP V), considerando uma massa específica média de  $2,35 \text{ g/cm}^3$  (Van BREUGEL, 1991 *apud* BOIVIN, 2001). A estequiometria do  $C_{1,7}SH_{3,9}$ , representada por C-S-H, é resultado da equação global de hidratação do  $C_3S$  (BOIVIN, 2001; BARCELO, 2002).

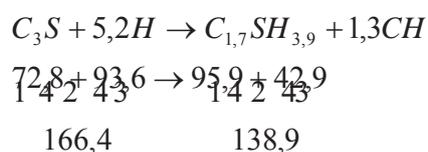


Considerando as massas molares e massas específicas constantes na Tabela 4.3 (BOIVIN, 2001), tem-se:

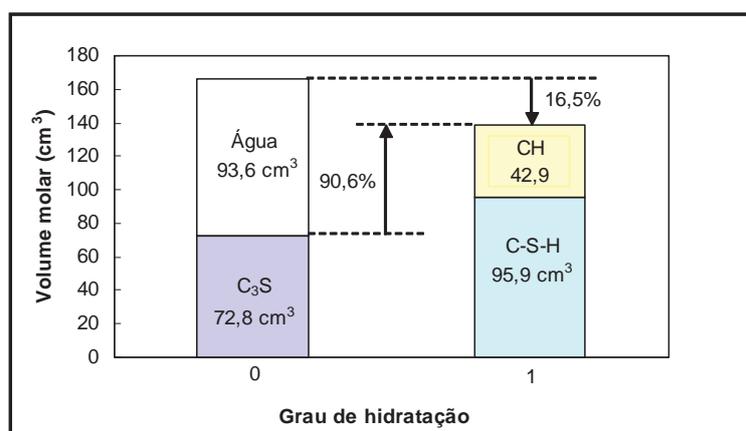
**Tabela 4.3** Massa molar e massa específica dos compostos da Eq. 4.1.

Compostos	Massa molar (g)	Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )
C <sub>3</sub> S	228	3,13
C <sub>1,7</sub> SH <sub>3,9</sub>	225,4	2,35
CH	74	2,24
H	18	1,0

O balanço molar volumétrico da Eq. 4.1, expressa em cm<sup>3</sup>, é dado por:



Observa-se um decréscimo de volume relativo da ordem de 16,5% (Figura 4.12)



**Figura 4.12** Balanço dos volumes molares quando da hidratação completa do C<sub>3</sub>S.

Vale lembrar que os valores calculados dependem muito das hipóteses feitas acerca da estequiometria do C-S-H e sobre sua massa específica. O que se pretende mostrar, a título de ilustração, sobre o balanço volumétrico das reações de hidratação, é apenas a ordem de grandeza dos diferentes valores dos compostos (BOIVIN, 2001; BARCELO, 2002).

O balanço volumétrico do C<sub>3</sub>S se aplica também para as reações de hidratação dos outros compostos do cimento Portland. Portanto, a hidratação do cimento Portland se traduz por

uma diminuição global de volume molar. *Le Chatelier* foi o primeiro a apresentar experimentalmente esse fenômeno que levou o seu nome (Contração *Le Chatelier*).

Da Figura 4.12, observando o balanço volumétrico da reação de hidratação nota-se que ocorreu:

- um aumento do volume de sólidos (neste exemplo igual a 90,6%), que se traduz por um preenchimento progressivo dos poros capilares pelos hidratos e
- uma diminuição do volume (neste exemplo igual a 16,5%) e cujas conseqüências sobre o material é detalhado no item a seguir.

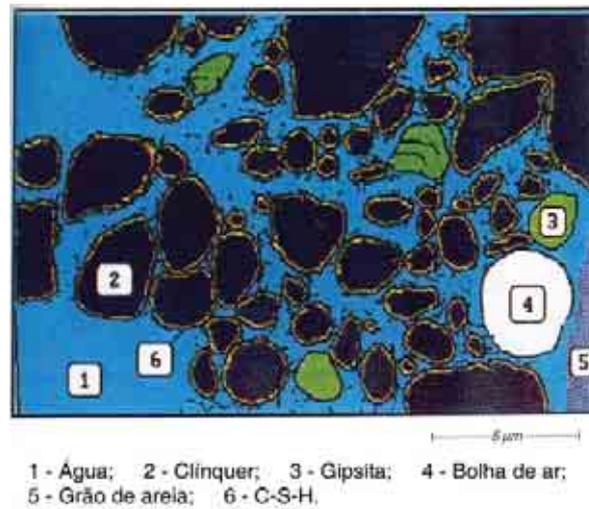
#### 4.3.1.2 *Retração autógena*

A partir de um certo grau de hidratação, quando o material se torna suficientemente rígido para se opor às variações de volume ( $\xi = \xi_0$ ), a diminuição de volume se torna incompatível com as deformações mecanicamente admissíveis pelo esqueleto mineral recém formado. *O volume gasoso dentro da porosidade da pasta de cimento, inicialmente saturada em água, aumenta, devido ao fato do volume dos reagentes ser maior que o dos hidratos e pela saída de água dos poros para a hidratação.* Este fenômeno, que sucede à Contração *Le Chatelier*, é chamado de **autodessecação**. Ele se traduz fisicamente por uma redução da umidade relativa interna (UR) do material e, mecanicamente, por uma retração global do material. Muitos autores chamam a retração causada pelo mecanismo de autodessecação, ora como retração autógena, ora como retração por autodessecação. Neste trabalho, o termo **retração autógena** será empregado para designar a retração causada pelo mecanismo de autodessecação.

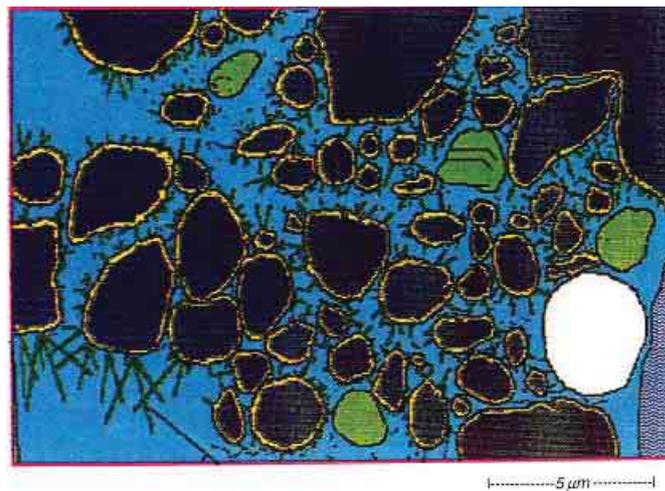
*Retração autógena* é a redução macroscópica de volume observada nos sistemas cimentícios após atingido o patamar de percolação (transição suspensão-sólido), provocada pelo mecanismo da autodessecação, gerando tensões capilares nos poros de água, fenômeno físico-químico dominante para seu aparecimento (seção 3.1.1).

As Figura 4.13 a Figura 4.17 apresentam a evolução da *microestrutura* em função do tempo, de uma argamassa com baixa relação a/c, durante a hidratação (segundo VERNET

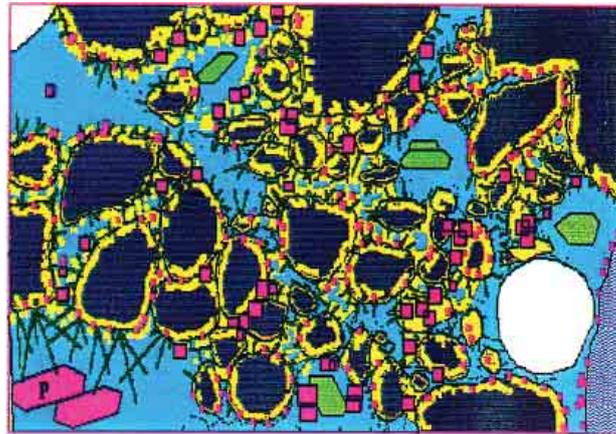
*et al.*, 1992 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994). O tempo correspondente a cada microestrutura está representado na Figura 4.18, para situar as diferentes etapas da curva calorimétrica.



**Figura 4.13 -  $t = 1$  hora.** Os grãos de clínquer começam a se hidratar formando o C-S-H. Os íons sulfato, provenientes da dissolução da gipsita, se difundem pela água de amassamento (segundo VERNET *et al.*, 1992 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994).



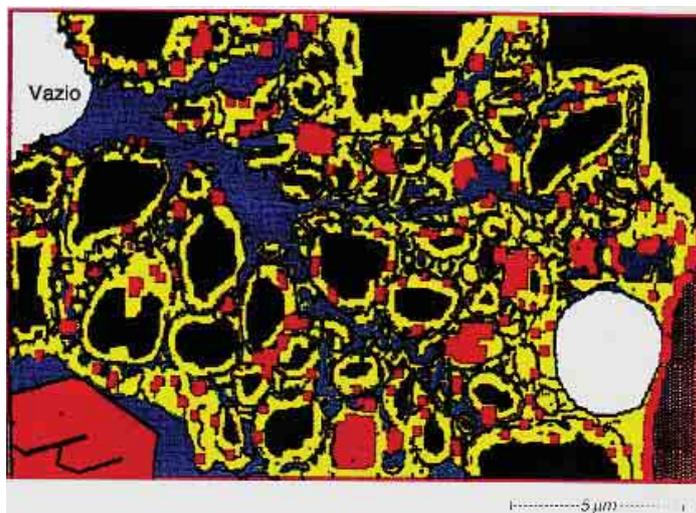
**Figura 4.14 -  $t = 2$  horas.** Uma quantidade não desprezível de etringita é formada na periferia dos grãos de clínquer (segundo VERNET *et al.*, 1992 *apud* BAROGHEL-BOUNY, 1994).



P - Portlandita

5  $\mu\text{m}$

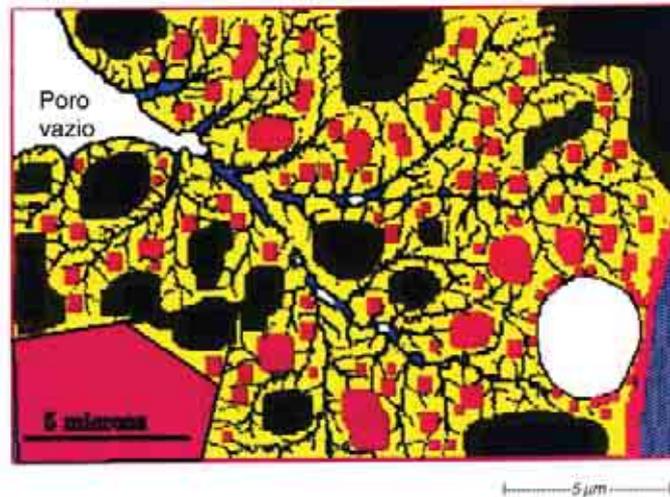
**Figura 4.15 -  $t = 5$  horas.** As camadas de C-S-H na superfície dos grãos de clínquer, assim como os cristais de portlandita e de etringita começam a se interpenetrar. O material se enrijece: é o início da pega (segundo VERNET et al., 1992 apud BAROGHEL-BOUNY, 1994).



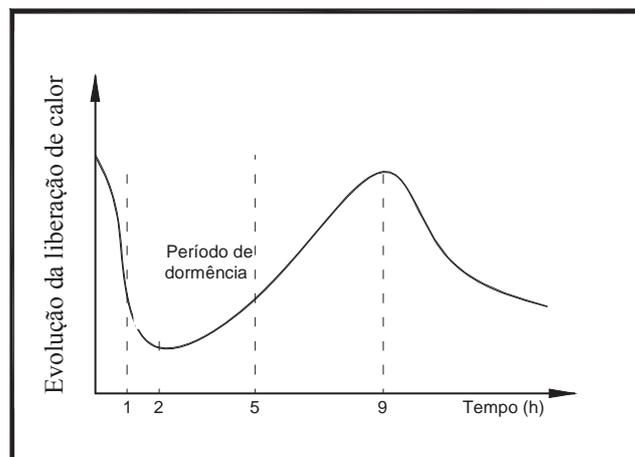
Vazio

5  $\mu\text{m}$

**Figura 4.16 -  $t = 9$  horas.** Após o consumo da gipsita, ocorre a dissolução da etringita (segundo VERNET et al., 1992 apud BAROGHEL-BOUNY, 1994).



**Figura 4.17 -  $t = 28$  dias.** A hidratação conduz à autodessecação. Os poros capilares se esvaziam pouco a pouco (segundo VERNET et al., 1992 apud BAROGHEL-BOUNY, 1994).



**Figura 4.18 Curva calorimétrica de hidratação de um material cimentício,** (segundo VERNET et al., 1992 apud BAROGHEL-BOUNY, 1994).

Na Figura 4.13 vê-se a formação inicial do C-S-H ao redor dos grãos de clínquer e na Figura 4.14 nota-se uma quantidade grande de cristais de etringita sendo formada na periferia dos grãos de clínquer, impedindo a pega imediata. Com o prosseguimento da hidratação, as *amas* ou núcleos (subconjuntos contínuos de grãos ligados mecanicamente, formados pelos hidratos e por grãos de cimento anidro e grãos não totalmente hidratados)

se interligam, formando o primeiro caminho sólido, iniciando o endurecimento do material (Figura 4.15). É a transição suspensão-sólido do material ou patamar de percolação (seção 2.3). *Durante o endurecimento, observa-se o crescimento do esqueleto mineral, ocorrendo (1) uma substituição progressiva da porosidade da pasta pelos hidratos e (2) a diminuição da umidade interna nos espaços dos poros, ocorrendo aumento no tamanho dos vazios (devido ao fato do volume dos reagentes ser maior que o dos hidratos e pela saída de água dos poros para a hidratação), fenômeno conhecido por autodessecação* (Figura 4.17).

#### 4.3.1.3 *Expansão inicial*

No balanço volumétrico citado anteriormente, é necessário mencionar a possibilidade de uma expansão inicial, devido à reação de hidratação, que pode ocorrer nas idades bem iniciais. Esta expansão pode acontecer em sistemas cimentícios com a/c médio ou alto (seção 3.3) e é mensurável, na escala macroscópica, por um período curto, variando desde as primeiras horas após atingido o patamar de percolação, até poucos dias (2 dias a 14 dias), dependendo da mistura (BAROGHEL-BOUNY *et al.*, 2002).

Denomina-se *expansão autógena inicial* à variação volumétrica macroscópica que pode ocorrer em sistemas cimentícios (geralmente com relação a/c média e alta, aproximadamente acima de 0,45) com tempo de duração variando de algumas horas (após a transição suspensão-sólido) até cerca de duas semanas, dependendo da mistura. *Cabe mencionar, que a expansão pode continuar ocorrendo microscopicamente e localmente por mais tempo, porém, a magnitude da retração autógena é maior, de modo que, no balanço geral, macroscopicamente predomina a retração autógena*, após o período mencionado. Também, pode haver expansão enquanto o material tem comportamento de suspensão, mas não recebem denominação especial por não serem relevantes ao estudo das deformações.

Diversos autores observaram uma fase de expansão para os materiais cimentícios durante o processo de hidratação. A expansão autógena dos materiais cimentícios com a/c médio ou alto, que pode ocorrer nos primeiros dias, foi relatada por TAZAWA e MIYAZAWA (1992), mas ainda não havia um estudo mais aprofundado para identificar o mecanismo associado ao fenômeno. A seguir, são apresentadas três justificativas, porém a primeira parece ser a mais consistente.

a) Crescimento de grandes cristais de hidróxido de cálcio e talvez agulhas de etringita

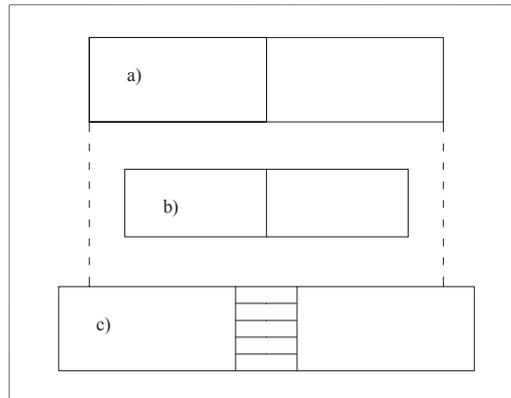
BAROGHEL-BOUNY *et al.* (2002), trabalhando com pastas de cimento com diversas relações a/c (variando de 0,25 a 0,60), obtiveram expansão dos concretos com média e alta relação a/c. Os autores mencionam que a expansão observada nos resultados experimentais não pode ser atribuída a efeitos térmicos (devido à natureza exotérmica das reações químicas), pois esses efeitos desapareceram rapidamente, como resultado das dimensões pequenas dos corpos-de-prova, ao contrário da causa que provocou a expansão, que durou cerca de duas semanas, no caso da relação a/c = 0,60.

Esta expansão pode ser atribuída à formação e ao crescimento de grandes cristais de hidróxido de cálcio e talvez agulhas de etringita ( $AF_t$ ), durante as reações de hidratação (BAROGHEL-BOUNY *et al.*, 2002). “O crescimento desses cristais gera uma pressão de cristalização (pressão de crescimento de uma fase sólida) nas paredes do poro, relacionada à taxa de supersaturação, de acordo com a lei de Riecke”, mencionam os autores. LURA (2003) também atribui a expansão das pastas e concreto, nas idades bem jovens, ao aparecimento da pressão produzida pelo crescimento de uma fase sólida.

Em misturas com a/c elevado, os grandes cristais de  $Ca(OH)_2$  e as agulhas de  $AF_t$  têm água, espaço e tempo suficientes para crescerem, antes da resistência da matriz sólida e do processo de autodessecação tornarem-se fortes o suficiente para balancear a pressão de cristalização, e antes da retração devida à autodessecação se tornar proeminente (BAROGHEL-BOUNY *et al.*, 2002). Ainda segundo esses autores, em áreas porosas, os cristais de hidróxido de cálcio podem se tornar até maiores que as partículas iniciais de clínquer. Investigações microestruturais dos concretos testados pelos autores apresentam argumentos que embasam esta explicação. A magnitude da expansão está relacionada com a quantidade e o tamanho médio dos cristais de portlandita, determinados por ATG (análise termogravimétrica) e análise de MEV- sonda EDS (microscópio eletrônico de varredura com unidade microanalítica), respectivamente. *Os valores desses*

*parâmetros e, portanto, o volume ocupado pelos cristais de hidróxido de cálcio, crescem tanto com o tempo de hidratação (mesmo após 28 dias) como também com o a/c.* Os resultados desses autores mostram que, aos 28 dias, o conteúdo de  $\text{Ca(OH)}_2$  é 18,2; 24,6; 30,6 e 32,7% e o tamanho médio dos cristais é 4-10, 10-20, 10-30 e 80-100  $\mu\text{m}$ , quando a/c é respectivamente 0,25; 0,35; 0,45 e 0,60. Com a/c baixo, as observações no microscópio eletrônico de varredura mostraram que os hidróxidos de cálcio aparecem principalmente como pequenos cristais espalhados entre a fase C-S-H. Igualmente,  $\text{AF}_t$  não são bem detectados na microestrutura do CAD com a/c = 0,25, enquanto aparece como agulhas bem cristalizadas no caso de a/c = 0,45 e a/c = 0,60. Isso indica que a contribuição de  $\text{AF}_t$  na expansão nas primeiras idades, antes da sua dissolução, é provavelmente mais importante em misturas com a/c elevado. O fato da expansão, aqui atribuída principalmente ao crescimento dos grandes cristais de  $\text{Ca(OH)}_2$ , continuar por vários dias, está de acordo também com os resultados de BENTZ e STUTZMAN (1994), obtidos com análise de imagem quantitativa. Os autores mostraram que a área ocupada pelos grandes cristais de hidróxido de cálcio (área > 16  $\mu\text{m}^2$ ) aumentou com a idade, num material com a/c = 0,45 por pelo menos 7 dias. À medida que a hidratação prosseguia, os grandes cristais continuavam a crescer.

A Figura 4.19 mostra uma representação esquemática da variação de volume de um sólido. Na escala macro, inicialmente, o volume do sólido é  $V_1$  e à medida que a hidratação prossegue, há uma redução de volume, devido ao mecanismo da autodessecação e o sólido passa a ter o volume  $V_2 < V_1$ . Porém, numa escala micro, pode estar ocorrendo expansão devida à formação e ao aumento de tamanho dos cristais de portlandita e de etringita  $\text{AF}_t$ , embora numa escala macro, continue havendo uma redução de volume, sendo a retração nessa situação, superior ao fenômeno de expansão. Segundo o exposto por BAROGHEL-BOUNY *et al.* (2002), também pode ocorrer, nas primeiras idades, uma expansão do sólido, numa escala macro, devido ao  $\text{Ca(OH)}_2$  e  $\text{AF}_t$ , superando a retração devido à autodessecação.



**Figura 4.19** Representação esquemática da variação de volume a) volume inicial sólido na escala macroscópica b) retração autóloga na escala macroscópica e c) expansão autóloga devida aos cristais de portlandita -  $\text{Ca(OH)}_2$  e de etringita ( $\text{AF}_i$ ) - numa escala microscópica.

Este parece ser o mecanismo responsável também pela expansão, no caso de uso de aditivos expansores à base de etringita, pela expansão observada nas pastas de cimento com adição de escória de alto forno.

#### b) Formação do C-S-H interno

Outro mecanismo que também pode ser sugerido para explicar a expansão observada em a/c média e alta é citado por BAROGHEL-BOUNY *et al.* (2002), de estudos realizados por Van BREUGEL (1991) e por BARCELO *et al.* (2001). Este mecanismo é baseado no C-S-H interno cujo volume é maior que o das porções de grãos anidros que eles substituem, e que requerem água de fora da borda dos grãos de cimento para sua formação (reações topoquímicas do  $\text{C}_3\text{S}$ ). Desse modo, esses produtos estão se desenvolvendo com um aumento no volume de sólido (ao contrário do C-S-H externo). Os resultados de CAD realizados por BAROGHEL-BOUNY *et al.* (2002) mostram que, quando o a/c cresce de 0,25 até 0,60, a rigidez dos C-S-H (próximos aos grãos residuais de cimento anidro) aumenta de 1 para 10  $\mu\text{m}$ , na idade de 28 dias.

BARCELO (1997) *apud* BOIVIN (2001) também menciona a hipótese baseada no crescimento de dois tipos diferentes de hidratos: os C-S-H externos, que se desenvolvem no exterior dos limites iniciais dos grãos anidros e os C-S-H internos

que se desenvolvem no interior dos limites iniciais dos grãos. Para a formação dos C-S-H externos, os elementos da reação de hidratação estão localizados dentro de um volume determinado de solução. Neste caso, o balanço volumétrico da reação de hidratação corresponde a uma retração. No caso da formação dos C-S-H internos, o crescimento dos C-S-H está fixado; a água necessária à hidratação vem do centro da pasta, drenada através das camadas de C-S-H. O fato do crescimento do C-S-H interno ocupar um volume maior que o do sólido anidro inicial que está substituindo, pode causar duas consequências: (1) a densificação dos C-S-H e (2) a expansão aparente, resultado da repulsão dos grãos. Segundo BOIVIN (2001), a hipótese formulada por Barcelo parece bem interessante para explicar a expansão de pastas com a/c baixo.

c) Redistribuição da água de exsudação

Também pode ser observada expansão nas idades bem iniciais, devido à redistribuição da água (1) proveniente do fenômeno da exsudação e (2) da água armazenada nos poros dos agregados. Se a hidratação inicial conduz a uma procura por água, enquanto a água de exsudação ainda está abundante na superfície, essa água de exsudação é reabsorvida em direção ao interior do concreto e ocorre expansão mensurável (LANGE, 2002). De acordo com BJØNTEGAARD (1999) *apud* LURA (2003), a reabsorção da água de exsudação é a causa principal para o aparecimento de expansão do concreto nas primeiras idades.

#### 4.3.1.4 *Modelo de hidratação multiescala para as deformações volumétricas químicas das reações de hidratação*

A partir do modelo de hidratação multiescala para as propriedades de materiais cimentícios constante na Tabela 4.1, é apresentada uma classificação mais detalhada, mostrando a evolução da hidratação em quatro estágios distintos (Tabela 4.4). Os dois primeiros estágios da hidratação representados acontecem com 1h ( $\xi = 0^+$ ) e com 2h ( $\xi < \xi_0$ ), após a mistura, respectivamente, com o material se comportando como suspensão. O terceiro estágio é aproximadamente no patamar de percolação ( $\xi \approx \xi_0$ ). O quarto estágio da hidratação é com 28 dias de idade ( $\xi > \xi_0$ ), material com comportamento de sólido. A

classificação é feita apenas para os níveis IV e III, posto que esses níveis são relevantes para a compreensão dos fenômenos observados, sob o ponto de vista das deformações volumétricas químicas (devido ao balanço das reações de hidratação), ou seja contração Le Chatelier, retração autógena e expansão inicial.

**Tabela 4.4 Modelo de hidratação multiescala para as deformações volumétrica químicas provenientes da reação de hidratação (Le Chatelier, retração autógena e expansão inicial).**

Nível	Suspensão		Sólido	
	$\xi = 0^+$	$\xi < \xi_0$	$\xi \approx \xi_0$	$\xi > \xi_0$
IV Macroscópico ( $10^{-2}$ a $10^1$ m)				
III Microscópico ( $10^{-6}$ a $10^{-4}$ m)				

Nota: Micrografias de VERNET *et al.*, 1992, *apud* BAROGHEL-BOUNY (1994).

- O nível IV é a escala macroscópica e representa o nível do corpo-de-prova (1 a 10 cm). Nota-se uma redução de volume do material ao passar do estágio ( $\xi = 0^+$ ) para o estágio ( $\xi < \xi_0$ ). Enquanto o material se comporta como suspensão, essa redução de volume é a Contração *Le Chatelier*. Nos sistemas isolados, é devida apenas à ação da pressão atmosférica que, não encontrando obstáculo no material, pressiona o líquido, forçando-o a adaptar-se à forma do molde onde está inserido. A redução é apenas na direção vertical porque há contenção lateral e no fundo. Uma vez atingido o patamar de percolação ( $\xi \approx \xi_0$ ), tem-se o

aparecimento do primeiro caminho capilar e o surgimento do esqueleto mineral, com rigidez crescente e suficiente para impedir a livre variação volumétrica. A pressão atmosférica permanece atuando, mas encontra resistência do esqueleto mineral formado. O material reduz de volume (ao passar do estágio  $\xi \approx \xi_0$  para  $\xi > \xi_0$ ) devido à ação da tensão superficial induzida, gerada pela interface ar-água formada, que atua nos capilares, contraindo todo o sistema (seção 3.1.1). Essas tensões estão representadas no nível III, a seguir, pois não se visualiza no nível IV. À medida que a hidratação avança, o vazio aumenta, pois o volume dos reagentes é menor que o dos produtos de hidratação e não há água para preencher o capilar.

- O nível III é a escala microscópica (1 a 100  $\mu\text{m}$ ), e representa a pasta de cimento com o C-S-H considerado homogêneo, grandes cristais de hidróxido de cálcio, aluminatos, grãos de clínquer e água. Com as micrografias (seção 4.3.1.2) de VERNET *et al.* (1992) *apud* BAROGHEL-BOUNY (1994), vê-se a evolução da hidratação da pasta de cimento para  $t = 1\text{h}$ ,  $t = 2\text{h}$ ,  $t = 5\text{h}$  (correspondente ao patamar de percolação) e  $t = 28$  dias. *No estado de suspensão*, percebe-se o aumento da Contração *Le Chatelier*, pela redução de volume causada pela ação da pressão atmosférica (que não foi representada, pois a pasta foi retirada de um elemento interno no nível IV). Ainda como suspensão, pode ocorrer uma expansão inicial nesse estado devido ao crescimento de grandes cristais de hidróxido de cálcio e talvez agulhas de etringita (BAROGHEL-BOUNY, 1994). A resultante é a superposição dos efeitos de contração e expansão. *No estado sólido*, a evolução da hidratação, desde o patamar de percolação até 28 dias de idade, está representada pela redução de volume (aumento da retração autógena). Também está representada a expansão inicial, que ocorre geralmente nas misturas a/c médio a elevado, normalmente, num curto período de tempo, que varia de algumas horas até 2 a 14 dias, dependendo da mistura (seção 4.3.1.3). O fenômeno resultante (retração ou expansão), nesse período de tempo, vai depender da magnitude de cada uma das parcelas. Findo esse período, tem-se, globalmente, apenas retração autógena no sistema, embora possa ocorrer

localmente alguma expansão. A retração aumenta porque a secagem se intensifica.

#### 4.3.2 Deformação térmica (calor da reação de hidratação)

As deformações *térmicas* autógenas são as variações de volume macroscópicas, induzidas pelo gradiente de temperatura gerado no sistema cimentício, devido à natureza exotérmica da reação de hidratação e seu posterior resfriamento, comportamento que acontece nas primeiras idades.

O coeficiente de expansão térmica se desenvolve durante as primeiras horas, quando o concreto passa do estado fluido para um material sólido. Segundo BENTUR (2002), as variações dimensionais neste estágio não podem ser calculadas multiplicando-se a variação de temperatura pelo coeficiente de expansão térmica, uma vez que este último não apresenta valor constante nas primeiras idades. Na literatura técnica, entretanto, não existem muitos dados referentes à evolução do coeficiente de expansão térmica durante o endurecimento. A Tabela 4.5 mostra alguns valores dependentes do tempo para concreto com agregado graúdo usual (LAPLANTE, 1993 *apud* SCHUTTER, 2002).

**Tabela 4.5 Valores de coeficiente de expansão térmica função da idade do concreto (LAPLANTE, 1993 *apud* SCHUTTER, 2002).**

Concreto fresco	8h – 24 h	1d – 6 d	Concreto endurecido
$20,0 \times 10^{-6}$	$15,0 \times 10^{-6}$	$12,0 \times 10^{-6}$	$11,0 \times 10^{-6}$

Entretanto, para concretos de alto desempenho, nas idades iniciais, a dependência com o tempo é menos pronunciada (HIMASAKI *et al.*, 2000, citado por SCHUTTER, 2002), devido ao rápido endurecimento. O JCI – *Committee Raport of the Japan Concrete Institute*, (1998) considera o coeficiente de expansão térmica do concreto constante e igual a  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ .

### *4.3.3 Expansivas de degradação (devido a agentes internos)*

Também é importante mencionar a possibilidade de expansões de degradação tardias, devido a processos químicos e físicos de degradação em estruturas de concreto, geradas por outros mecanismos conhecidos, como, (i) expansão devida à reação álcali sílica, na presença de água, (ii) expansão devida à cal (CaO) e a magnésia (MgO) livres e cristalizadas, que se hidratam sem dissolução prévia, passando a um estado pulverulento, com acentuada expansão (PETRUCCI, 1983; SILVA, M, 1983), (iii) formação de etringita tardia e (iv) crescimento de microorganismos, que não são objeto do presente estudo.

### *4.4 As deformações não autógenas*

As deformações não autógenas podem ocorrer em sistemas abertos e fechados, com ocorrência também das deformações autógenas (ver Figura 4.7). Se o sistema é aberto, ocorre variação de trabalho ( $dw \neq 0$ ) e/ou variação de calor ( $dq \neq 0$ ) e/ou com variação de massa ( $dm \neq 0$ , com fluxo de umidade e de outros íons, tais como  $\text{CO}_2$  e  $\text{SO}_4^{-2}$ ), podendo gerar as três categorias de deformações não autógenas. Se o sistema é fechado, podem ocorrer as deformações não autógenas devido à  $dq \neq 0$  e  $dw \neq 0$ .

Havendo variação de calor, podem ocorrer deformações térmicas, causadas pelas variações de temperatura em relação às condições do ambiente externo. Havendo variação de trabalho, podem ocorrer deformações viscoelásticas, elásticas, plásticas e por fluência. Havendo variação de massa, podem ocorrer contração por secagem, se o material se comportar como fluido, ou se o material tiver comportamento de sólido, deformação por secagem e deformações expansivas de degradação, com aporte externo de íons, devido à formação de etringita tardia, retração por carbonatação (tendo havido ataque de íons sulfato e ataque de  $\text{CO}_2$ , respectivamente) e reação expansiva de Mg-S-H com perda de massa.

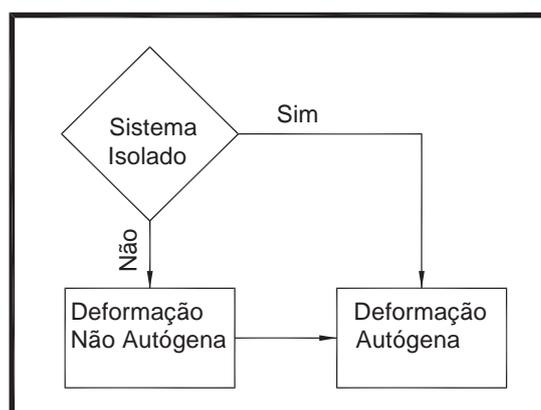
A contração por secagem causada por evaporação de água ou por sucção de água (pelo solo, lastro de agregado ou concreto adjacente) pode ocorrer, se o material se comportar como fluido. A contração devido à sucção e a contração devido à evaporação da água são agravadas pela umidade relativa do ar, pelo vento, pelo sol, pela temperatura externa e pela

área de exposição. Porém, nenhuma delas gera fissuração porque não há um esqueleto rígido o suficiente para se opor às variações de volume.

A retração causada pela evaporação da água pelas faces expostas dos elementos estruturais, logo após atingido o patamar de percolação, é comumente denominada na literatura técnica por **retração plástica**. Cabe mencionar que o termo condizente com a classificação empregada neste trabalho (em função do estado do material como suspensão ou como sólido) é **retração por secagem**. Isso é devido ao fato de que, se o concreto retrai, já tem comportamento de sólido, e quando esse sólido perde água para o meio exterior, trata-se do mecanismo de secagem. As deformações não autógenas não são objeto deste estudo.

#### 4.5 Fluxogramas das deformações autógenas e não autógenas

Para resumir esquematicamente o capítulo, o fluxograma da Figura 4.20 apresenta as condições necessárias para ocorrência das deformações autógenas e não autógenas, para os diferentes sistemas. A Figura 4.21 e Figura 4.22 apresentam o fluxograma com a classificação proposta nesta pesquisa, para as deformações autógenas e não autógenas, respectivamente.



**Figura 4.20 Fluxograma que indica a ocorrência das deformações autógenas e não autógenas nos diferentes sistemas.**

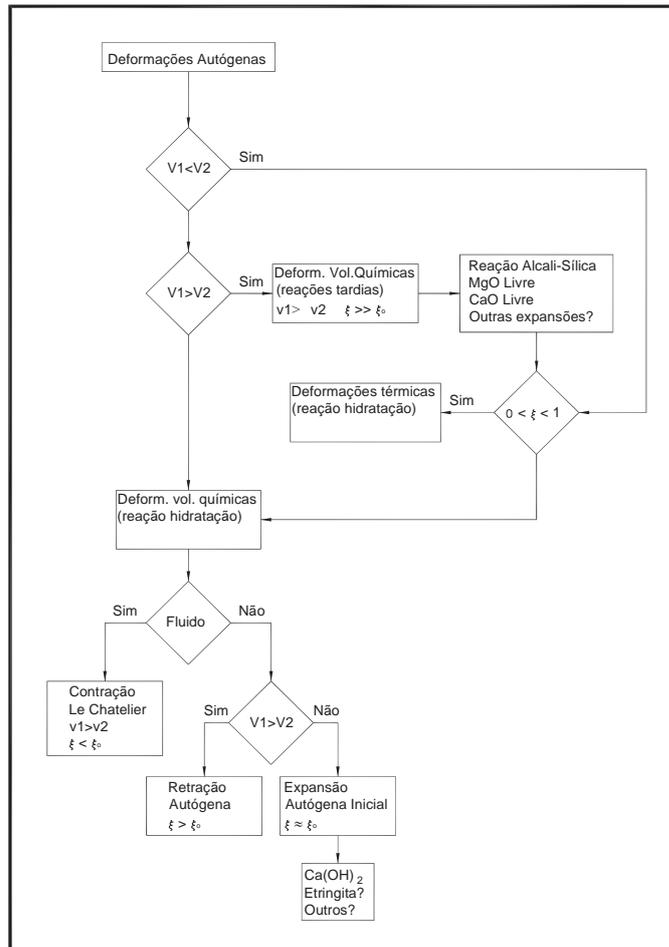


Figura 4.21 Fluxograma das deformações autógenas.

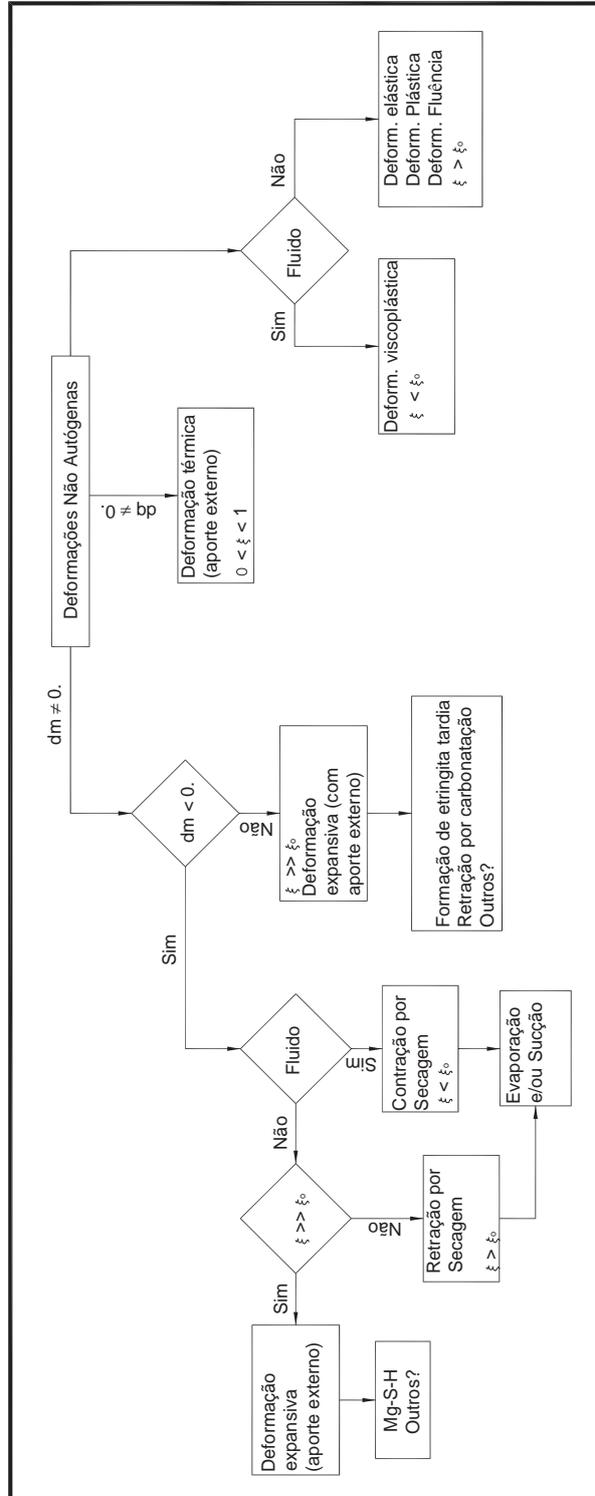


Figura 4.22 Fluxograma das deformações não autógenas.

#### Resumo do capítulo 4.

Não há um consenso, na literatura técnica, acerca da terminologia adotada para designar os diferentes tipos de deformação que podem ocorrer num sistema cimentício, sobretudo quando se trata das deformações nas primeiras idades. Termos diferentes são usados para designar um mesmo fenômeno e diferentes fenômenos são designados pelo mesmo termo (BENTZ e JENSEN, 2004). A primeira contribuição dessa pesquisa consiste em propor uma classificação e terminologia para as variações volumétricas que podem ocorrer nos sistemas cimentícios, definindo as deformações, usando conceitos da termodinâmica, precisando o fenômeno numa escala de tempo e de tamanho.

Segundo a classificação sugerida neste trabalho, em sistemas isolados podem ocorrer apenas deformações autógenas. Em sistemas abertos e fechados, além das deformações autógenas, podem ocorrer também deformações não autógenas. As deformações autógenas estão divididas em três categorias: (1) deformações volumétricas químicas (devido ao balanço volumétrico das reações de hidratação), (2) deformações térmicas autógenas (devido à liberação de calor proveniente da reação de hidratação) e (3) deformações expansivas de degradação, que podem acontecer sem ataque externo de íons (reação álcali-sílica, CaO e MgO livres). As deformações não autógenas podem ser de três tipos, em função da variação (i) de massa, (ii) de calor e (iii) de trabalho. O enfoque deste trabalho é o estudo da retração autógena, principal categoria das deformações volumétricas químicas, que são decorrentes do balanço volumétrico da hidratação do cimento Portland. As deformações volumétricas químicas, devido ao balanço volumétrico das reações de hidratação, são reduções de volume, na escala molecular, decorrentes do fato do volume dos produtos de hidratação serem menores que o dos constituintes ( $V_2 < V_1$ ) e se iniciam minutos após o contato da água com o cimento. Este é o fenômeno que influencia fortemente o aparecimento da retração autógena. A secagem interna é resultado da diminuição de volume do material, quando a água é consumida pela hidratação. As deformações volumétricas químicas são constituídas por duas etapas: uma antes do patamar de percolação, sendo chamada por contração Le Chatelier, e outra depois da transição de fluido para sólido, denominada de retração autógena, induzida pelo processo conhecido por autodessecação (ou autosecagem). Para completar o balanço volumétrico, é necessário mencionar a possibilidade de uma expansão inicial, devido à reação de hidratação, que pode ocorrer nas idades bem iniciais. Esta expansão pode acontecer por um período curto, variando desde as primeiras horas após atingido o patamar de percolação, até poucos dias (2 dias a 14 dias), dependendo da mistura (BAROGHEL-BOUNY et al., 2002).

"O que será que me dá que me bole por dentro  
 Será que me dá  
 Que brota a flor da pele será que me dá  
 E que me sobe as faces e me faz corar  
 E que me salta aos olhos a me atraíçoar  
 E que me aperta o peito e me faz confessar  
 O que não tem mais jeito de dissimular  
 E que nem é direito ninguém recusar  
 E que me faz mendigo me faz implorar  
 O que não tem medida nem nunca terá  
 O que não tem remédio nem nunca terá  
 O que não tem receita"

(Que será)  
 Chico Buarque

## 5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A descrição do estudo experimental está dividida nas seguintes etapas (Figura 5.1 e Figura 5.2):

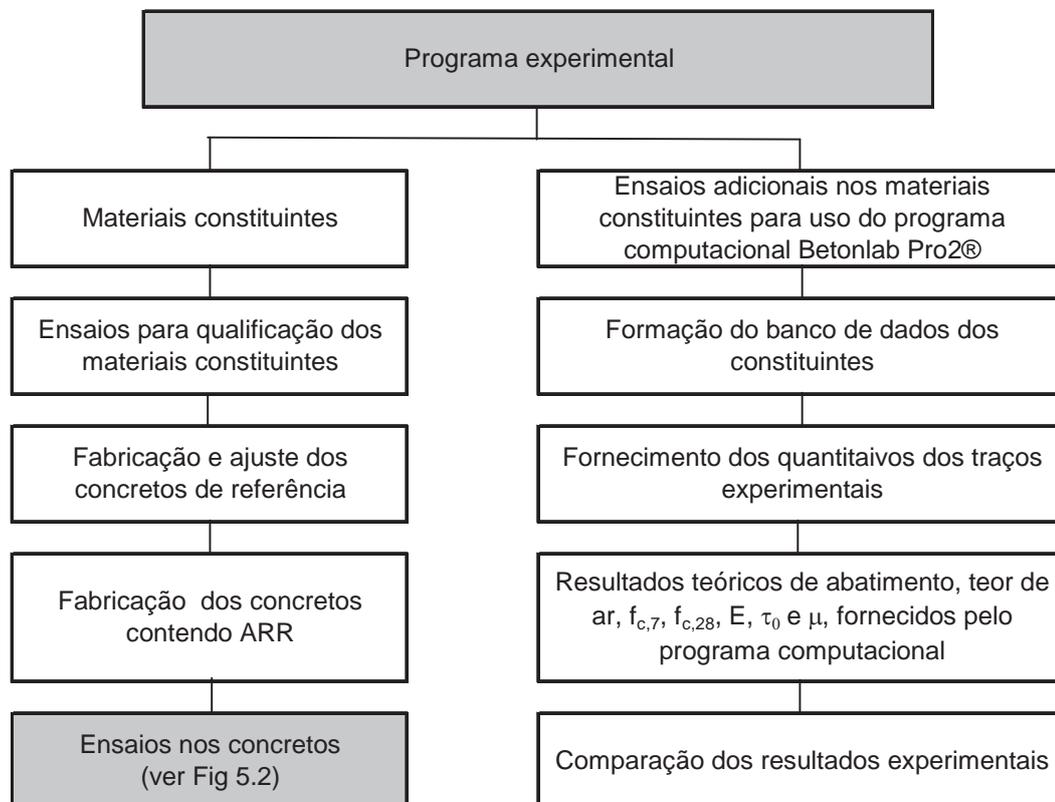
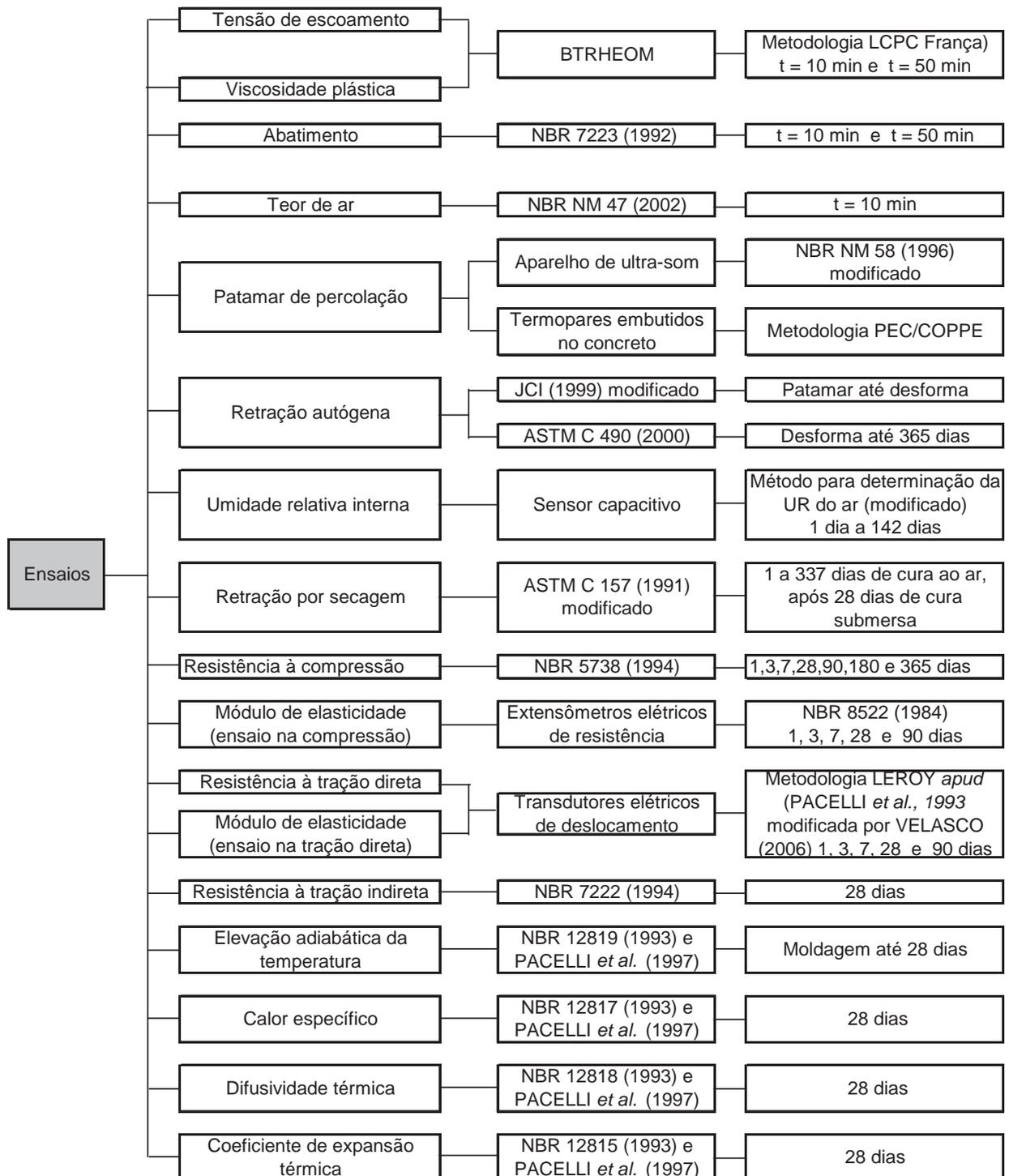


Figura 5.1 – Etapas do programa experimental.



**Figura 5.2 – Organograma dos ensaios feitos nos concretos, e respectivos métodos de ensaio e idade de realização.**

## 5.1 Materiais constituintes e ensaios

### 5.1.1 Cimento

Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V), obtido pela moagem de clínquer Portland, constituído em sua maior parte, de silicatos de cálcio hidráulicos, recebendo na etapa final de moagem, uma quantidade necessária de sulfato de cálcio e adição de 5% de material carbonático, sem adição de sílica ativa. O cimento foi fornecido a granel, oriundo de uma partida de fabricação. Escolheu-se o CP V pois se queria um cimento disponível comercialmente com menor teor de adição mineral possível (para minimizar o efeito da adição na retração autógena).

A Tabela 5.1 e a Tabela 5.2 apresentam os resultados dos ensaios físicos, mecânicos e químicos do cimento utilizado na fabricação dos concretos. Os ensaios foram realizados no laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S.A., em Goiânia.

**Tabela 5.1- Propriedades físicas e mecânicas do cimento.**

Ensaio	Unidade	Resultados	Limites NBR 5733	Referência normativa
Finura da peneira 0,075 mm	(%)	0,1	$\leq 6,0$	NBR 11579:1994
Área específica	m <sup>2</sup> /kg	480	$\geq 300$	NRB NM 23:2000
Água da pasta de consistência normal	(%)	29,5		NBR NM 43:2002
Tempo de início de pega	h	2:25	$\geq 1$	NBR NM 65: 2002
Tempo de fim de pega	h	3:25	-	NBR NM 65: 2002
Expansibilidade a quente	mm	0,9	$\leq 5$	NRR 11582:1991
Massa específica	g/cm <sup>3</sup>	3,1		NBR NM 23: 2000
	1 dia	MPa	$\geq 14,0$	
Resistência à compressão	3 dias	MPa	$\geq 24,0$	NBR 7215:1995
	7 dias	MPa	$\geq 34,0$	
	28 dias	-	-	

**Tabela 5.2 – Análise química do cimento.**

Composição química do cimento	Teores (%)	Limites NBR 5733	Referência normativa
Dióxido de silício – SiO <sub>2</sub>	19,32	-	NBR 5742:2004
Óxido de cálcio- CaO	64,85	-	NBR 5742:2004
Óxido de ferro – Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,02	-	NBR 5742:2004
Óxido de alumínio – Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,91	-	NBR 5742:2004
Trióxido de enxofre– SO <sub>3</sub>	2,75	≤ 3,5	NBR 5745:2004
Óxido de magnésio – MgO	0,69	≤ 6,5	NBR 5742:2004
Anidrido carbônico –CO <sub>2</sub>	1,33	≤ 3,0	NBR 11583:1991
Óxido de potássio – K <sub>2</sub> O	0,75	0,75	NBR 5747:2004
Óxido de cálcio livre	1,85	≤ 3,0	NBR 5748:1993
Perda ao fogo	2,99	≤ 4,5	NBR 5743:2004
Resíduo insolúvel	0,28	≤ 1	NBR 5744:2004

A Tabela 5.3 apresenta a composição dos compostos calculada a partir da composição química do cimento, usando as equações de Bogue.

**Tabela 5.3 Composição dos compostos do cimento usando as equações de Bogue.**

Cimento	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
CP V	72,0	1,07	7,09	9,19

A Figura 5.3 apresenta a composição granulométrica do cimento usando granulômetro a laser. O ensaio foi realizado no Centro de Pesquisa da Petrobrás. O diâmetro médio correspondente à fração acumulada de 50% das partículas equivale a 7,4 µm.

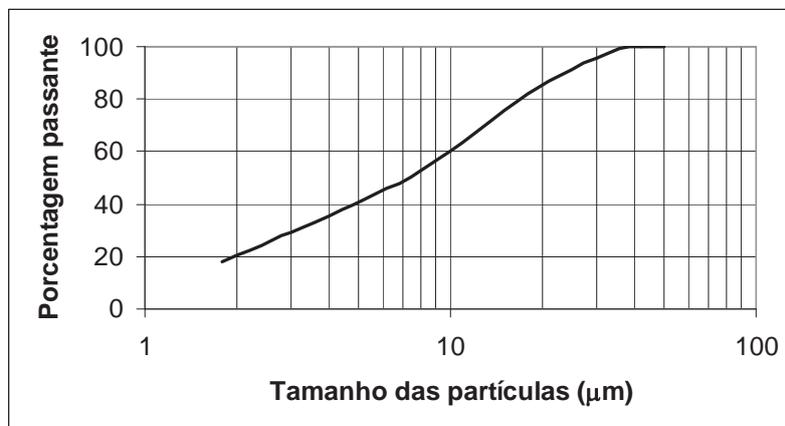


Figura 5.3 – Granulometria do cimento usando granulômetro a laser.

### 5.1.2 Sílica ativa

Sílica ativa comercialmente disponível, em pó, proveniente da fabricação de ferro silício, do tipo densificada, oriunda de um mesmo lote de fornecimento. Poderia-se usar também a sílica ativa não densificada. Porém, a sílica ativa densificada usada dispersou perfeitamente no equipamento de mistura utilizado.

A Tabela 5.4 e a Tabela 5.5 apresentam os resultados dos ensaios físicos e químicos da sílica ativa utilizada na fabricação dos concretos. Os ensaios constantes na Tabela 5.4 e na Tabela 5.5 foram realizados, respectivamente, no Centro de Tecnologia Mineral da UFRJ e no laboratório de FURNAS Centrais Elétricas S.A., em Goiânia.

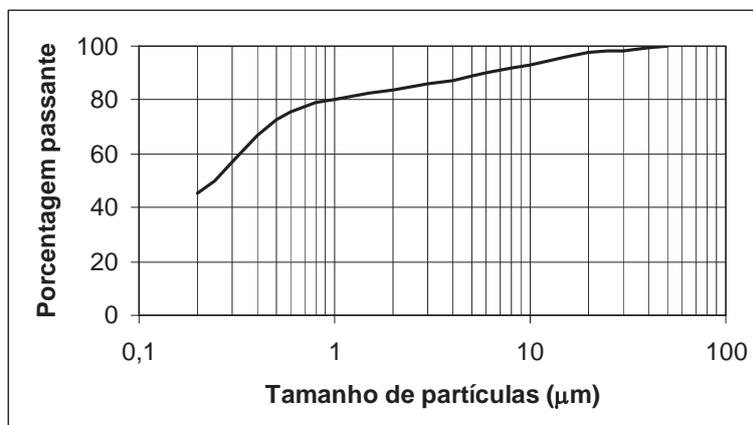
Tabela 5.4 – Propriedades físicas da sílica ativa.

Propriedade	Unidade	Resultado	Técnica
Aspecto	-	pó	-
cor	-	Cinza escuro	-
Massa específica	g/cm <sup>3</sup>	2,30	Picnômetro
Conteúdo de cloro	-	isento	

**Tabela 5.5 – Análise química da sílica ativa.**

Composição química da sílica ativa	Teores (%)	Limites NBR 5733	Referência normativa
Dióxido de silício – SiO <sub>2</sub>	95,8	Min 85,0	NBR 5742:2004
Perda ao fogo	1,3	Máx 4,0	NBR 5743:2004
Teor de umidade	0,35	Máx 1,0	
Teor de carbono	0,58	Máx 2,5	

A Figura 5.4 apresenta a composição granulométrica da sílica ativa usando sedígrafo. O método é baseado na velocidade de sedimentação de partículas em suspensão, com intervalo de leitura do diâmetro das partículas entre 0,20µm e 70µm e foi realizado no Centro de Tecnologia Mineral da UFRJ. A sílica ativa foi dispersa em água destilada com solução de 0,05g/l de hexametáfosfato de sódio. O diâmetro médio correspondente à fração acumulada de 50% das partículas equivale a 0,25 µm.



**Figura 5.4 – Granulometria da sílica ativa usando sedígrafo.**

### 5.1.3 Agregado miúdo

Produto comercial local, de origem natural, proveniente de depósito aluvial no rio Guandu, situado a cerca de 80 quilômetros do Rio de Janeiro. O agregado miúdo foi caracterizado pelos ensaios de composição granulométrica, massa específica, absorção de água, teor de

argila em torrões, material fino que passa na peneira 75  $\mu\text{m}$ , lavagem e impurezas orgânicas húmicas. O material apresentou distribuição granulométrica satisfatória, composta por frações atendendo aos limites da zona utilizável da ABNT NBR 7211(2005). Optou-se por usar agregado miúdo natural por ser o usual para fabricação de concretos de alto desempenho. Pesquisas usando agregado artificial ainda são incipientes para fabricação de CAD.

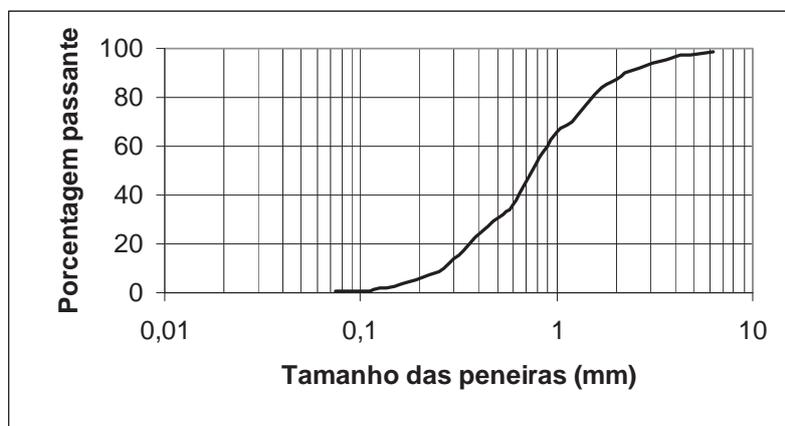
A Tabela 5.6 apresenta os resultados da distribuição granulométrica da areia lavada de rio. O ensaio foi realizado no Laboratório do PEC/COPPE/UFRJ.

**Tabela 5.6 – Composição granulométrica da areia lavada de rio.**

Pen (mm)	M1			M2			% Retida média	% Retida acumulada média	Limites ABNT NBR 7211:2005	
	Amostra (g)	% Retida	% Retida acumulada	Amostra (g)	% Retida	% Retida acumulada			zona ótima	zona utilizável
6.3	4.58	1.1	1	8.04	1.9	2	2	2	0	0
<b>4.76</b>	5.7	1.4	2	5.32	1.3	3	1	3	0-5	0-10
4.00	2.3	0.6	3	3.53	0.8	4	1	4	-	-
<b>2.36</b>	22.1	5.3	8	25.36	6.1	10	6	9	10-20	0-25
2.00	15.0	3.6	12	16.35	3.9	14	4	13	-	-
1.68	11.9	2.9	15	13.28	3.2	17	3	16	-	-
<b>1.19</b>	61.6	14.9	30	56.91	13.6	31	14	30	20-30	5-50
1.00	16.1	3.9	34	17.78	4.2	35	4	34	-	-
0.85	35.2	8.5	42	37.03	8.8	44	9	43	-	-
<b>0.60</b>	89.1	21.5	64	88.43	21.1	65	21	64	35-55	15-70
0.50	24.6	5.9	70	19.77	4.7	70	5	70	-	-
<b>0.297</b>	67.8	16.4	86	69.7	16.6	86	17	86	65-85	50-95
0.25	20.6	5.0	91	22.1	5.3	92	5	91	-	-
<b>0.15</b>	27.3	6.6	98	25.71	6.1	98	6	98	90-95	85-100
0.125	2.4	0.6	98	2.62	0.6	98	1	98		
0.105	4.7	1.1	99	4.12	1.0	99	1	99		
0.075	1.6	0.4	100	1.44	0.3	100	0	100		
fundo	1.7	0.4	100	1.53	0.4	100	0	100		
Total	414.1	100.0		419.0	100.0		100			

No ensaio de distribuição granulométrica do agregado miúdo (e também do gráudo apresentado em 5.1.4) foi usada uma série de peneiras intermediárias, não usuais, para determinação dessa propriedade, pois é necessário para uso do programa computacional para dosagem de concreto, conforme apresentado em 5.3.

A Figura 5.5 apresenta a composição granulométrica da areia.



**Figura 5.5 – Composição granulométrica da areia lavada de rio.**

A Tabela 5.7 apresenta os resultados dos ensaios físicos do agregado miúdo, realizados no laboratório do PEC/COPPE/UFRJ.

**Tabela 5.7 – Ensaios de caracterização da areia lavada de rio.**

Ensaio	Unidade	Resultado	Limites máximos	Referência normativa
Módulo de Finura	-	2,90	-	ABNT NBR NM 248:2003
Dimensão máxima característica	mm	4,0	-	ABNT NBR NM 248:2003
Graduação	-	Zona utilizável	-	ABNT NBR NM 248:2003
Massa específica	g/cm <sup>3</sup>	2,63	-	ABNT NBR NM 52:2003
Absorção de água	(%)	1,00	-	ABNT NBR NM 30:2001
Teor de argila em torrões	(%)	0,25	3,0	ABNT NBR 7218:1987
Material fino que passa na peneira 75 µm, por lavagem	(%)	1,4	5	ABNT NBR NM 46:2003
Impurezas orgânicas húmicas	(ppm)	Menor 300	-	ABNT NBR NM 49:2001

### 5.1.4 Agregado graúdo

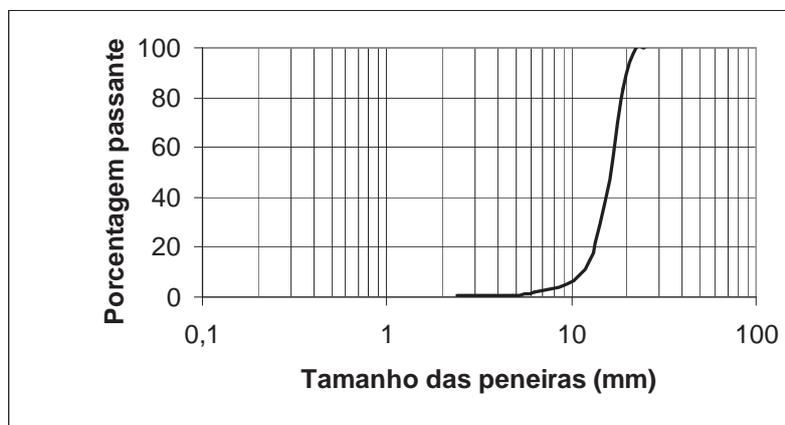
Produto comercial local, de origem natural, resultante do britamento de rocha granítica, procedente da pedreira Britabrás. Juntamente com o agregado britado, coletou-se um matacão da rocha, retirado da pilha do britador primário, para ensaio de resistência à compressão e módulo de elasticidade. O agregado graúdo foi caracterizado, além dos ensaios anteriormente mencionados, pela distribuição granulométrica, massa específica, massa unitária e teor de materiais pulverulentos. A distribuição granulométrica atendeu praticamente os limites da ABNT NBR NM 7211:2005 (apenas na peneira 12,5 a porcentagem retida acumulada está maior que o intervalo de norma). Optou-se por usar agregado graúdo porque a pesquisa é feita com concreto e a dimensão máxima característica de 19mm foi estabelecida por ser o maior tamanho de agregado graúdo usado normalmente para fabricar CAD industrialmente.

A Tabela 5.8 apresenta os resultados da distribuição granulométrica do agregado graúdo. O ensaio foi realizado no Laboratório do PEC/COPPE/UFRJ.

**Tabela 5.8 – Composição granulométrica do agregado graúdo.**

Pen (mm)	M1			M2			% Retida média	% Retida acumulada média	Limites ABNT NBR 7211:2005
	Amostra 1 (g)	% Retida	% Retida Acumulada	Amostra 2 (g)	% Retida	% Retida Acumulada			
25	0	0.0	0	0	0.0	0	0.0	0	0
22.4	21.11	0.4	0	14.53	0.3	0	0.3	0	0
<b>19</b>	823.71	14.8	15	1009.5	17.6	18	16.2	16	0-15
16	2097.01	37.7	53	2060.8	35.8	54	36.7	53	-
12.5	1746.58	31.4	84	1825.69	31.8	85	31.6	85	40-70
<b>9.5</b>	561.61	10.1	94	536.22	9.3	95	9.7	94	80-100
6.3	194.21	3.5	98	172.91	3.0	98	3.2	98	92-100
<b>4.8</b>	70.21	1.3	99	77.19	1.3	99	1.3	99	92-100
<b>2.4</b>	0	0.0	99	0	0.0	99	0.0	99	-
<b>1.2</b>	0	0.0	99	0	0.0	99	0.0	99	-
<b>0.6</b>	0	0.0	99	0	0.0	99	0.0	99	-
<b>0.3</b>	0	0.0	99	0	0.0	99	0.0	99	-
<b>0.15</b>	0	0.0	99	0	0.0	99	0.0	99	-
Fundo	55.24	1.0	100	52.37	0.9	100	1.0	100	-
Total	5569.68	100.0		5749.21	100.0	100	100.0	100	

A Figura 5.6 apresenta a composição granulométrica do agregado graúdo.



**Figura 5.6 – Composição granulométrica do agregado graúdo.**

A Tabela 5.9 apresenta os resultados dos ensaios físicos no agregado graúdo, realizados no laboratório do PEC/COPPE/UFRJ.

**Tabela 5.9 – Ensaios de caracterização do agregado graúdo.**

Ensaio	Unidade	Resultado	Limites	Referência normativa
Resistência à compressão	MPa	123	-	ABNT NBR 10341:2006
Módulo de Elasticidade	(GPa)	61,7	-	ABNT NBR 10341:2006
Módulo de Finura	-	7,05	-	ABNT NBR NM 248:2003
Dimensão máxima característica	mm	22,4	-	ABNT NBR NM 248:2003
Massa específica	g/cm <sup>3</sup>	2,65		ABNT NBR NM 53:2003
Absorção de água	(%)	0,79		ABNT NBR NM 30:2001
Massa unitária	g/cm <sup>3</sup>	1,4		ABNT NBR NM 53:2003
Teor de argila em torrões	(%)	0,25	2,0	ABNT NBR 7218:1987
Material fino que passa na peneira 75 m $\mu$ , por lavagem	(%)	0,7		ABNT NBR NM 46:2003

## 5.1.5 Aditivo

### 5.1.5.1 Aditivo Superplastificante

Utilizou-se aditivo de terceira geração, comercialmente disponível em solução aquosa, com base em uma cadeia de éterpolicarboxilato, adicionado ao concreto, para se obter trabalhabilidade satisfatória do concreto de alto desempenho. Os superplastificantes tradicionais de segunda geração (sulfonatos de melamina ou de naftaleno) são adsorvidos na superfície das partículas de cimento, no início do processo de mistura. Os grupos sulfônicos das cadeias de polímeros atuam por repulsão eletrostática, aumentando a carga negativa da superfície das partículas de cimento e dispersando por repulsão elétrica. O éterpolicarboxilato usado apresenta uma estrutura química diferente. São polímeros com cadeias laterais longas, atuando por um mecanismo de dispersão eletrostática. A escolha do éterpolicarboxilato foi devido ao fato do mecanismo de dispersão ser mais eficaz, uma vez que conjuga dois efeitos: elétrico e estérico.

Os ensaios para caracterização do aditivo superplastificante são apresentados na Tabela 5.10, cujos resultados foram fornecidos pelo fabricante.

**Tabela 5.10 – Propriedades e características do aditivo superplastificante.**

Característica/propriedade	Resultado
Base química	Éterpolicarboxilato
Aspecto	Líquido viscoso
Cor	Bege
Massa específica	1,087 g/cm <sup>3</sup>
pH	6
Teor de Sólidos	30%
Teor de cloretos	isento

A compatibilidade entre os aditivos, o cimento e a sílica ativa foi realizada pelo ensaio de ponto de saturação, em pastas, usando o cone de MARSH, determinando-se a fluidez inicial, com 30 e 60 minutos. Estes ensaios foram realizados no laboratório do PEC/COPPE/UFRJ e são apresentados na seção 5.3.3.2.

### 5.1.5.2 Aditivo redutor de retração (ARR)

Utilizou-se aditivo redutor de retração (*shrinkage reducing admixture*, sigla SRA, em inglês) líquido, não expansivo, base glicol. O ARR foi usado para reduzir a tensão superficial da água nos poros capilares do concreto. O ARR utilizado neste estudo foi produzido artificialmente, por síntese química pelo fabricante, em laboratório, para uso nesta pesquisa. Os dois agentes ativos usados foram importados dos EUA e os demais produtos são nacionais, todos de reserva do fabricante. A síntese química do produto é descrita resumidamente a seguir.

O ARR é composto de duas partes na estrutura molecular, uma é o grupo hidrofóbico e a outra é o grupo hidrófilo. Os dois agentes ativos foram usados ao mesmo tempo com um catalisador para a reação de sintetização do ARR. A reação de etoxilação (reação de óxidos com vários tipos de butil e outros álcoois) foi realizada no laboratório do fabricante, usando reator de aço inoxidável, equipado com misturador magnético e serpentina. Em cada processo, o reator é carregado com um substrato alcoólico e uma quantidade de catalisador. O reator é então fechado, ventilado com nitrogênio e aquecido para a temperatura de reação. Após o pré-aquecimento, os óxidos de etileno e propileno são adicionados ao misturador, retirados de um botijão com alta pressão, pressurizado com nitrogênio a 0,5 MPa. Quando a temperatura atinge 130 – 135 °C, a pressão dos óxidos é mantida constante (0,1 - 0,4 MPa), abrindo-se ou fechando-se uma válvula micrométrica. Quando a pressão no reator cai, é necessário adicionar mais óxido ao reator para continuar a reação. A quantidade necessária de óxido é adicionada com ajuda de uma escala de leitura digital, elétrica, colocada sob o botijão. Após toda a adição do óxido ao recipiente, os constituintes permanecem por mais 1h para que a reação se complete. Quando a pressão cai até a pressão atmosférica, o produto líquido é retirado pela válvula de saída. Como o ponto de ebulição dos princípios ativos são maiores que o da água, é uma operação fácil a retirada da água da reação de mistura. Portanto, *toda a água do ARR está quimicamente ligada aos produtos, não estando disponível para elevar a relação água cimento, razão pela qual não foi descontado seu volume da água de amassamento dos concretos fabricados.*

Os ensaios para caracterização do aditivo redutor de retração são apresentados na Tabela 5.11, cujos resultados foram fornecidos pelo fabricante.

**Tabela 5.11 – Propriedades e características do aditivo redutor de retração.**

Característica/propriedade	Resultado
Base química	Glicol
Aspecto	Líquido pouco viscoso
Cor	Transparente
Massa específica	1,0 g/cm <sup>3</sup>
Teor de sólidos	0,5 a 2% (desprezível)
Água livre	isento

Os ensaios de infravermelho, para líquidos, e de cromatografia, previstos, a priori, para serem realizados no Instituto de Macromoléculas da COPPE e no Centro de Pesquisa da Petrobrás, respectivamente, não foram realizados, por serem de reserva do fabricante.

### *5.1.6 Água*

Água potável proveniente da rede de abastecimento público.

## *5.2 Fabricação dos concretos*

O proporcionamento dos materiais constituintes dos concretos desta pesquisa foi obtido partindo-se de um traço otimizado, desenvolvido anteriormente pela autora, para concreto de alto desempenho, descrito em (SILVA, E, 1996) e (SILVA, E, 1997). Alguns ajustes necessários foram realizados por se tratar de constituintes diferentes e em função de parâmetros estabelecidos para esta pesquisa.

### *5.2.1 Parâmetro balizador*

A relação água/cimento é o parâmetro mais importante para avaliar a retração autóloga (objeto principal desta pesquisa) e também a resistência à compressão. Durante a fase de realização dos ensaios de caracterização dos materiais, já havia sido definido o uso de sílica ativa, numa proporção de 10%, em relação à massa de cimento (teor usual para fabricação de concreto de alto desempenho, com fins de aumento de resistência). O parâmetro

balizador estabelecido para investigar a retração autógena foi a relação água/(material cimentício), mais precisamente, água/(cimento + sílica ativa), ou simplesmente,  $a/(c+sa)$ .

### 5.2.2 A fabricação dos concretos de referência

O objetivo desta etapa consistiu, inicialmente, em se fabricar três classes distintas de concreto de alto desempenho e, portanto, três relações água/materiais cimentícios diferentes, para serem os concretos de referência. Isso geraria misturas com retrações autógenas com ordem de grandeza bem diferentes. Outra condição estabelecida foi limitar a resistência *característica* à compressão aos 28 dias ( $f_{ck,28}$ ), a cerca de 80 MPa. Limitou-se o consumo máximo de cimento em  $450 \text{ kg/m}^3$ , dentro da linha de concretos ecológicos, com montantes não muito elevados de cimento, porém proporcionando misturas com teores de pasta não menores que 30%.

A menor relação  $a/(c+sa)$  foi estabelecida em 0,3, por ser um limite usual em concretos de alto desempenho. O consumo de cimento para este concreto foi fixado em  $450 \text{ kg/m}^3$ . A dosagem do concreto de alto desempenho com essas características foi estimada para atingir uma resistência característica, aos 28 dias, de 80 MPa ( $f_{ck,28} = 80 \text{ MPa}$ ), considerando um desvio padrão de 4 MPa.

No segundo concreto pretendeu-se espaçar a relação  $a/(c+sa)$  e, por conseqüência, a resistência à compressão. O intervalo considerado satisfatório foi aumentar um décimo na relação  $a/(c+sa)$ , ou seja, passando-a para 0,4. A dosagem do concreto de alto desempenho foi estimada para atingir uma resistência característica, aos 28 dias, de 60 MPa ( $f_{ck,28} = 60 \text{ MPa}$ ), considerando um desvio padrão de 4 MPa. O consumo de cimento para este concreto seria da ordem de 350 a  $380 \text{ kg/m}^3$ , suficiente para atender as condições estabelecidas para essa mistura. Julgou-se que um valor intermediário (0,35) ainda apresentaria propriedades muito próximas às do concreto com  $a/(c+sa) = 0,3$ , definido anteriormente.

O terceiro concreto, por analogia, teria relação  $a/(c+sa)$  igual a 0,5, dando uma relação  $a/c$  ainda maior. Essa hipótese foi descartada pois, para fins de resistência, não faz sentido o uso de sílica ativa numa relação  $a/c$  tão elevada, embora seja viável para avaliação da durabilidade dos concretos, o que não é objeto desta pesquisa. Além disso, para

proporcionar um concreto otimizado, com boa trabalhabilidade, seriam necessários ajustes nesse traço, adicionando-se outro constituinte, o que infringiria a proposta inicialmente estabelecida. Indo para o outro extremo, ou seja, fabricar um concreto com relação a/c abaixo de 0,3, faria com que a resistência ficasse muito elevada, além do consumo de cimento ultrapassando a casa dos 500 kg/m<sup>3</sup> (para conseguir um volume de pasta próximo a 30%, o que também fugiria da proposta inicial da pesquisa).

*Desta forma, foram fabricados dois concretos de referência. O primeiro com relação a/(c+sa) igual a 0,3, correspondendo ao concreto classe de resistência C80 ( $f_{ck, 28} = 80$  MPa) e o segundo, com a/(c+sa) igual a 0,4, correspondendo ao concreto com classe de resistência C60 ( $f_{ck, 28} = 60$  MPa), doravante denominados simplesmente por C80\_0 e C60\_0.*

### ***5.2.3 A fabricação dos concretos contendo ARR***

Para avaliar a influência do aditivo químico redutor de retração (ARR), base glicol, no combate à retração autógena e demais propriedades previstas para este estudo, foram fabricados concretos contendo 1 e 2% do aditivo, em relação à massa de cimento, para cada concreto de referência. Esse intervalo foi estabelecido por ser o usado na literatura técnica (para fins de redução da retração por secagem).

### ***5.2.4 Parâmetros reológicos***

Foi estabelecido um abatimento inicial atendendo ao intervalo de  $220 \pm 20$  mm, para todos os concretos.

### ***5.2.5 Nomenclatura dos concretos***

Para cada concreto de referência (C80 e C60) foram produzidas misturas contendo 1 e 2% de ARR, totalizando 6 concretos. A Tabela 5.12 apresenta a nomenclatura dos concretos doravante usada.

**Tabela 5.12 Nomenclatura usada nessa pesquisa para os concretos.**

Concreto	Sigla C80	Sigla C60
Referência	C80_0	C60_0
contendo 1% de ARR	C80_1	C60_1
contendo 2% de ARR	C80_2	C60_2

### 5.2.6 Constituintes e parâmetros de mistura

A Tabela 5.13 apresenta os constituintes dos concretos por metro cúbico e os respectivos parâmetros de mistura.

**Tabela 5.13 Consumo de materiais, em kg/m<sup>3</sup> e parâmetros de mistura dos concretos.**

Constituintes (kg/m <sup>3</sup> )	C80			C60		
	0	1	2	0	1	2
Cimento	450	450	450	360	360	360
Sílica ativa	45	45	45	36	36	36
Areia (SSS)	740	740	740	792	792	792
Ag. graúdo	1028	1028	1028	1003	1003	1003
Água total	150	150	150	162	162	162
Superplastificante	7,5	7,5	7,5	5,3	5,3	5,3
ARR	-	4,5	9,0	-	3,6	7,2
a/c	0,33	0,33	0,33	0,45	0,45	0,45
a/(c+sa)	0,3	0,30	0,30	0,4	0,4	0,4
(a+ARR)/(c+sa)	0,3	0,31	0,32	0,4	0,42	0,43
Argamassa seca (%)	54,6	54,6	54,6	54,2	54,2	54,2
Pasta (%)	31,5	31,5	31,5	29,4	29,4	29,4
Ag. Graúdo/areia	1,4	1,4	1,4	1,27	1,27	1,27

### 5.2.7 Relação Líquido/materiais cimentícios - $(a+ARR)/(c+sa)$

Optou-se por manter fixa a relação  $a/(c+sa)$  e o abatimento, nas três misturas C80 e C60, respectivamente, para avaliar a influência do ARR. Segundo informações fornecidas pelo fabricante, toda a água contida no ARR está combinada, ou seja, não há água livre capaz de

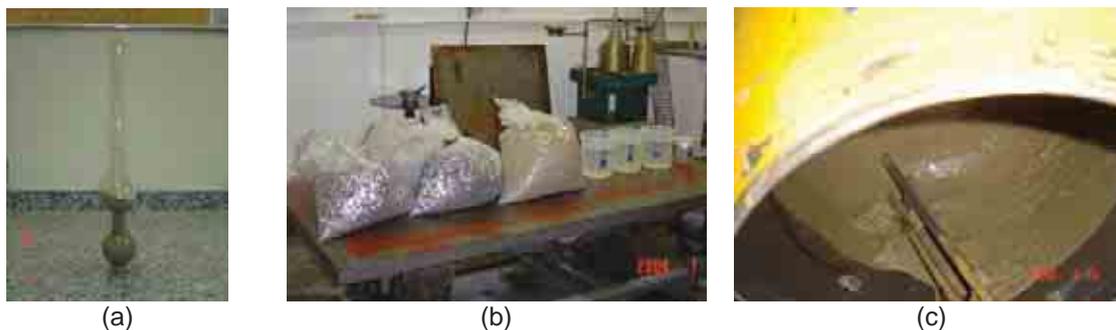
aumentar a relação  $a/c$  e  $a/(c+sa)$ , razão pela qual não se descontou a quantidade de ARR introduzido ao concreto da água de amassamento. A relação líquido/materiais cimentícios, ou seja,  $(a+ARR)/(c+sa)$  é introduzida nessa pesquisa para chamar atenção ao fato de que, embora o ARR não modifique a relação  $a/c$  e  $a/(c+sa)$ , esse aditivo líquido torna a mistura mais fluida.

*O parâmetro  $(a+ARR)/(c+sa)$  foi introduzido nesta pesquisa pois ele diferencia um concreto com e sem o aditivo redutor, uma vez que sua magnitude aumenta com o teor de ARR empregado, o que modifica a reologia das pastas e dos concretos, não mensurável na relação  $a/c$  e  $a/(c+sa)$ , que permanecem constantes nas misturas com e sem o ARR.*

### **5.2.8 Procedimentos de mistura e vibração**

Todos os materiais do traço estavam previamente pesados, identificados e armazenados na sala climatizada. A água era pesada minutos antes da preparação dos concretos, descontando-se a contida no agregado miúdo e a contida no aditivo superplastificante. A areia foi previamente homogeneizada num misturador mecânico, com eixo vertical (de ação forçada), antes da fabricação dos traços, adicionando-se água à areia até a umidade superficial, determinada pelo frasco de Chapman, situar-se entre 2 e 4%. A areia preparada foi armazenada em sacos plásticos vedados com fita isolante. Esse procedimento foi adotado para não se trabalhar com a absorção dos agregados. A quantidade preparada, por vez, era suficiente para fabricar os concretos num período de até 10 dias, quando nova homogeneização e nova determinação da umidade superficial era realizada. Antes da fabricação de cada concreto, a betoneira era imprimada com argamassa, feita com os materiais constituintes do traço (Figura 5.7).

A mistura foi realizada numa betoneira de eixo inclinado (basculante), com capacidade nominal para 145 litros, trabalhando por tombamento do concreto no interior do tambor.



**Figura 5.7 (a) Determinação da umidade superficial pelo frasco de Chapman; (b) Armazenamento dos materiais e (c) imprimação da betoneira com argamassa, antes da fabricação dos concretos.**

A seqüência de colocação dos materiais constituintes na betoneira foi realizada de modo a minimizar a perda de abatimento. O tempo de mistura adotado foi obtido experimentalmente, em função dos materiais utilizados e da eficiência de mistura do equipamento (número de revoluções da betoneira), de forma a proporcionar um concreto fresco, onde as partículas dos agregados estivessem revestidas com pasta de cimento e homogêneas em macro escala e, portanto, apresentando propriedades uniformes. A seqüência adotada para colocação dos materiais na betoneira e os respectivos tempos de mistura são mostrados na Tabela 5.14 e na Figura 5.8.

**Tabela 5.14 – Seqüência de colocação dos materiais na betoneira e respectivos tempos de mistura.**

<b>Etapa</b>	<b>Tempo (s)</b>
Agregado graúdo e 1/3 da água	30
Cimento e sílica ativa (previamente misturados)	120
Areia, aos poucos, com a betoneira ligada	
1/3 da água	
Restante da areia, aos poucos. Raspagem das paredes e pás da betoneira	150
1/3 da água (final)	
Aditivo superplastificante	300
Aditivo redutor de retração (ARR)	60



**Figura 5.8** Sequência de colocação dos materiais na betoneira para fabricação dos concretos: (a) agregado graúdo e 1/3 da água; (b) cimento mais sílica ativa, previamente misturados; (c) areia, aos poucos, com a betoneira ligada; (d) com a betoneira parada, raspagem das paredes e paletas internas; (e) 1/3 final de água; (f) aditivo superplastificante; (g) aspecto final do concreto após 5 a 6 minutos de mistura do superplastificante; (h) aditivo redutor de retração (ARR); (i) aspecto final do concreto, após 1 minuto de mistura do ARR.

A mistura e vibração foram realizadas numa sala climatizada com temperatura de  $T = 21 \text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2 \text{ }^{\circ}\text{C}$ . Todos os corpos-de-prova foram adensados numa mesa vibratória com frequência de 68 Hz.

### *5.3 O uso do programa computacional Betonlab pro2® para comparação com os resultados experimentais*

Após a fabricação dos concretos de referência desta pesquisa, constantes na seção 5.2, compararam-se os resultados obtidos experimentalmente com os valores teóricos, empregando-se o programa computacional *Betonlab pro2*® (SEDRAN e De LARRARD, 2000) desenvolvido no LCPC, a partir do Modelo de Empacotamento Compressível (MEC), proposto por De LARRARD e colaboradores, descrito com detalhes em De LARRARD (1999). As propriedades comparadas foram: abatimento, teor de ar, resistência à compressão (aos 7 e 28 dias), módulo de elasticidade, tensão de escoamento e viscosidade plástica. A comparação foi realizada apenas com os concretos de referência porque o MEC não aborda o uso de aditivo redutor de retração. Para obter os resultados teóricos, foi necessário formar o banco de dados de entrada do programa computacional, mediante a realização de ensaios nos constituintes do concreto, mencionados em 5.3.2.

#### *5.3.1 O modelo de empacotamento compressível*

O método de dosagem MEC apresenta uma abordagem inédita, baseada no modelo de empacotamento de partículas, para otimização de misturas granulares, visando a máxima compacidade possível. A dosagem é estabelecida a partir da fração volumétrica otimizada dos materiais e adequada às propriedades reológicas e às propriedades mecânicas do concreto. O método divide-se em duas partes que se interligam por meio de parâmetros. Inicialmente o método trata do cálculo da compacidade virtual de uma mistura granular seca, passando para o cálculo da compacidade real da mistura granular seca, a partir de um parâmetro K, chamado de protocolo de empacotamento. Este parâmetro, também chamado de índice de compactação ou grau de compactação, está relacionado com a energia que é fornecida durante a fabricação do concreto. Para simular o comportamento reológico da mistura, é introduzido o conceito de compacidade molhada. O método exprime uma dependência entre a compacidade e o grau de compactação. Este índice está relacionado à viscosidade plástica e à tensão de escoamento, parâmetros que definem as propriedades reológicas de fluidos que, no caso de sistemas cimentícios, está relacionado com a

resistência à compressão ( $f_c$ ). Pesquisas anteriores realizadas na COPPE por SILVA, A, (2004), FORMAGINI (2005), CORDEIRO (2006) e MARANGON (2006) usaram esse método para dosagem de concretos. Os cálculos do MEC para misturas com várias frações granulares é calculado utilizando o programa computacional Betonlab pro2<sup>®</sup>.

### 5.3.2 O programa computacional Betonlab pro2<sup>®</sup>

Na Tabela 5.15 estão listados os ensaios necessários para formar o banco de dados dos constituintes do concreto. A partir dessas informações, o programa computacional forneceu os resultados teóricos, calculados segundo o modelo de empacotamento compressível. A comparação é feita na seção 6.12. No apêndice A são apresentadas as ‘telas’ do programa com a seqüência utilizada para preenchimento do banco de dados dos constituintes, o fornecimento dos traços de referência (C80 e C60) e os resultados teóricos calculados pelo programa.

**Tabela 5.15 – Ensaios nos constituintes do concreto para formação do banco de dados do programa computacional Betonlab pro2<sup>®</sup>, de SEDRAN e De LARRARD (2000).**

<b>Cimento</b>	<b>Sílica ativa</b>	<b>Agregados</b>	<b>Superplastificante</b>
Constituintes (% clínquer, gipsita, adições)	Massa específica	Massa específica	Massa específica
Composição dos compostos	Compacidade <sup>1</sup>	Módulo de elasticidade	Ponto de saturação <sup>2</sup>
Resistência à compressão	Ponto de saturação <sup>2</sup>	Absorção de água	Concentração de sólidos
Massa específica	Granulometria <sup>4</sup>	Compacidade <sup>1</sup>	
Compacidade <sup>1</sup>		Granulometria <sup>4</sup>	
Ponto de saturação <sup>2</sup>		Definição dos parâmetros “p” e “q” <sup>3</sup>	
Granulometria <sup>4</sup>			

(1) Ensaio apresentado em 5.3.3.1

(2) Ensaio apresentado em 5.3.3.2

(3) Ensaio apresentado em 5.3.4

(4) Para esse ensaio é necessário usar uma série de peneiras intermediárias não usuais, permitindo-se a interpolação linear, caso não se disponha de todas as aberturas.

Quando se deseja dosar um concreto pelo MEC, usando o programa computacional Betonlab pro2<sup>®</sup>, é necessário realizar uma etapa adicional que é a de otimização, usando o módulo de otimização não-linear de SEDRAN e De LARRARD, (2000). Na escolha da mistura otimizada, o modelo do MEC pesquisa não apenas a distribuição granular ótima, mas também as características mais satisfatórias de viscosidade plástica, tensão de escoamento e resistência à compressão, que melhor se adequem às condições de aplicação desejada. Essa etapa não foi realizada nesta pesquisa, pois já se dispunha dos concretos ajustados por outro método de dosagem. Porém, a título de informação, a otimização consiste em duas etapas. Primeiramente, otimiza-se a fase granular (de agregado graúdo e miúdo), mantendo-se fixo o teor de pasta e definindo-se o parâmetro a ser minimizado ou maximizado (por exemplo, minimiza-se o grau de compactação K). Obtidas as porcentagens otimizadas de agregado, otimiza-se o teor de pasta, definindo-se parâmetro(s) a serem fixados (segunda e última etapa). Por exemplo, podem ser fixados o intervalo de abatimento e a resistência mínima à compressão aos 28 dias, minimizando o consumo de cimento. Para cada tentativa, o programa fornece uma dosagem diferente. Por se tratar de uma ferramenta matemática, podem ser fornecidos quantitativos quaisquer. Cabe ao usuário fazer uma triagem e selecionar qual a dosagem a ser escolhida para fabricação na betoneira e possíveis ajustes. Nessa hora, a experiência do usuário é muito importante, pois elimina escolhas de misturas inadequadas.

### *5.3.3 Ensaios adicionais para o programa betonlab pro2<sup>®</sup>*

Além dos ensaios já realizados nos constituintes dos concretos (seção 5.1) foram realizados ensaio de compacidade para determinação da densidade virtual de empacotamento (em 5.3.3.1), ensaio de dosagem de saturação (em 5.3.3.2) e ensaios para determinação dos parâmetros “p” e “q” (definidos em 5.3.4), com a finalidade de completar o banco de dados do programa computacional betonlab pro2<sup>®</sup>. O ensaio de compacidade foi realizado por demanda d’água, para materiais finos e por compressão com vibração, para agregados.

### 5.3.3.1 *Ensaio de compactidade*

#### *a) em materiais finos*

A compactidade de materiais finos foi obtida pelo processo de empacotamento por demanda d'água (De LARRARD, 1999), cujo objetivo consiste em se obter uma pasta com o empacotamento máximo das partículas.

O ponto de demanda d'água é definido como a massa de água necessária para fazer a mistura (pó + água) passar do estado úmido para uma pasta homogênea, o que equivale à quantidade de água necessária para preencher os vazios entre os grãos.

O ensaio requer que a mistura seja bem dispersa e foi realizado numa argamassadeira com capacidade para 2 litros, adicionando-se água paulatinamente às 350 g de amostra de materiais finos.

A Figura 5.9 mostra as fases de empacotamento de materiais finos por demanda d'água. A Figura 5.9a representa o material completamente seco (cimento anidro). A primeira fase correspondente à mistura seca (Figura 5.9b) e pode haver aglomerações entre os grãos devido a forças superficiais eletrostáticas. A segunda fase do empacotamento é o estado pendular. Adiciona-se água ao material seco e ela se condensa nos contatos entre os grãos formando pequenas pontes líquidas, cujo número aumenta com o incremento de água (Figura 5.9c). A tensão superficial da água tende a juntar os grãos de forma aleatória, mas a quantidade de água é pequena e não permite que a mistura seja moldada. A terceira fase, denominada funicular, ocorre quando as superfícies de todos os grãos estão molhadas por completo, existindo bolhas de ar no interior da mistura (Figura 5.9d). O quarto e último estágio é denominado estágio capilar (Figura 5.9e e Figura 5.9f) e se inicia quando todos os vazios entre os grãos são preenchidos pela água (ponto de saturação). Deste ponto em diante, mesmo uma pequena adição de água produz um afastamento entre os grãos, diminuindo a compactidade e conferindo fluidez à mistura (SOBRAL, 1990 e FORMAGINI, 2005).



**Figura 5.9** Fases do empacotamento de ensaio de demanda d'água para materiais finos: (a) cimento anidro; (b) fase seca; (c) estado pendular; (d) estado funicular; (e) início da fase capilar (ponto de saturação) e (f) estado capilar após pequena adição de água.

A compactidade é calculada de acordo com o número de materiais finos na mistura. Para o caso de um único material é dada pela Eq. 5.1 e para uma mistura binária é dada pela Eq. 5.2. A massa de água correspondente ao ponto de saturação (ponto de demanda d'água) foi calculado pela média aritmética de quatro determinações.

$$C = \frac{1000}{1000 + \gamma_{ESP1} \frac{M_{H_2O}}{M_1}} \quad \text{Eq. 5.1}$$

$$C = \frac{1000}{1000 + \left[ \frac{\gamma_{ESP1} \gamma_{ESP2}}{\gamma_{ESP2} \frac{M_1}{M_2} + \gamma_{ESP1} \frac{M_2}{M_1}} \right] \left( \frac{M_{H_2O}}{M_T} \right)} \quad \text{Eq. 5.2}$$

Onde:

C é a compactidade

$\gamma_{ESP1}$  e  $\gamma_{ESP2}$  são as massas específicas do material 1 e 2, respectivamente.

$M_1$  e  $M_2$  são as massas do material 1 e 2, respectivamente.

$M_{H_2O}$  é a massa de água no ponto de saturação.

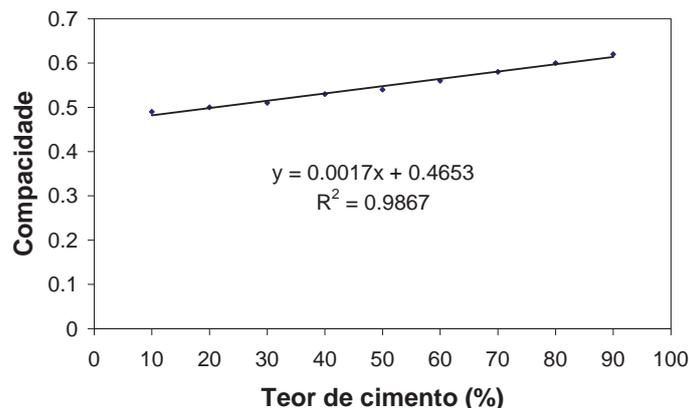
$M_T = M_1 + M_2$ , massa total da mistura.

O ensaio foi realizado para 4 situações (1) cimento e água, (2) cimento, água e superplastificante, (3) sílica ativa e água e (4) sílica ativa, água e superplastificante. O ensaio foi repetido cada vez que o teor de água obtido numa determinação foi superior à 3%. A Tabela 5.16 apresenta os resultados de compacidade para o cimento e a sílica ativa, obtidos a partir dos ensaios de demanda d'água.

**Tabela 5.16– Resultados dos ensaios de demanda d'água para cimento e sílica ativa.**

Pasta	Compacidade de pós	Protocolo de empacotamento	Referência
Cimento e água	0,549	K=6,7	De LARRARD, 1999
Cimento, água e superplastificante	0,620	K=6,7	De LARRARD, 1999
Sílica ativa e água	0,570	K=6,7	De LARRARD, 1999
Sílica ativa, água e superplastificante (Figura 5.10)	0,465	K=6,7	De LARRARD, 1999

No ensaio de demanda d'água para a última situação, ou seja, sílica ativa, água e superplastificante, foi difícil estabelecer o ponto de demanda d'água. Adotou-se o procedimento proposto por SEDRAN (1999), fabricando-se várias misturas binárias (sílica ativa e cimento), aumentando gradativamente o teor de sílica ativa, na presença de superplastificante. Os teores de sílica ativa variaram de 10 a 90%. Nessas proporções foi possível determinar o ponto de demanda d'água. A compacidade para a situação de 100 % de sílica ativa foi obtida por extrapolação da curva (Figura 5.10).

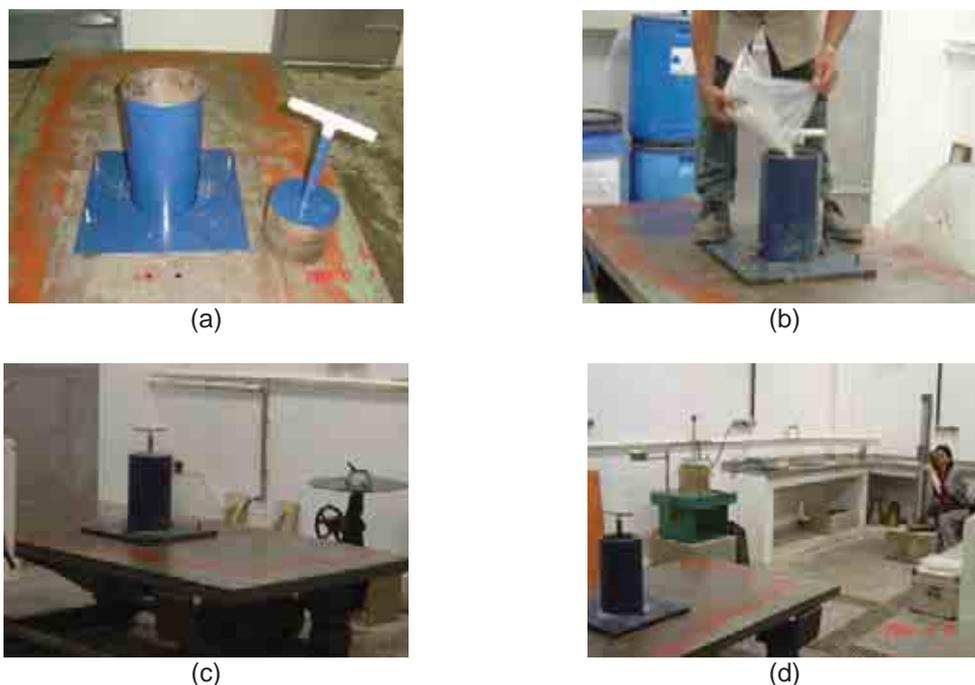


**Figura 5.10 – Ensaio de demanda d’água de cimento com superplastificante para diferentes teores de sílica ativa.**

*b) em agregados*

O ensaio de compacidade de materiais com partículas maiores que 100 µm foi realizado segundo De LARRARD (1999) e adaptado por SILVA, A (2004), que utiliza compressão associada ao adensamento em mesa vibratória e um catetômetro, para determinar a altura do material compactado. Utilizou-se mesa vibratória modelo TVR 2x1- *Trillor Montana*, com potência de 3 CV e frequência de 68 Hz e catetômetro modelo KM 1001- *Wild*, com luneta KM 343 e precisão de 0,1 mm, ambos os equipamentos existentes no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ.

O ensaio consiste em adicionar um volume padrão do material dentro de um cilindro com dimensões de 160 mm de diâmetro e 320 mm de altura e aplicar uma pressão constante de 10 kPa, conseguida introduzindo-se um pistão maciço com massa de 200 N dentro do cilindro (Figura 5.11a e Figura 5.11b), somado ao efeito de vibração, com frequência e tempo predefinidos (Figura 5.11c). No caso, usou-se frequência de 68 Hz e tempo de vibração igual a 3 minutos, conforme estabelecido por SILVA, A (2004). Após a vibração, lê-se a altura final da camada compactada com o catetômetro (Figura 5.11d).



**Figura 5.11** Ensaio de compactação em agregados: (a) cilindro vazio posicionado na mesa vibratória e pistão com 200N; (b) cilindro sendo cheio com areia; (c) vibração e compressão da amostra e (d) leitura da altura do material após vibração e compressão.

O ensaio foi realizado considerando três classes de tamanho, tanto para o agregado miúdo quanto para o graúdo. Na areia foi determinada a compactação da fração menor que 0,85 mm, maior que 0,850 mm e a granulometria da areia total. No agregado graúdo foram consideradas a classe com tamanho de grãos passantes na peneira 16 mm, a classe com grãos retidos na peneira 16 mm e a classe considerando todo os tamanhos de grãos do agregado graúdo.

As massas de agregado miúdo e graúdo, utilizadas nos ensaios, foram estabelecidas em função do tamanho dos agregados, sendo igual a 3,0 kg, para os agregados miúdos, e 7,5 kg para os agregados graúdos.

Foram ensaiadas duas amostras de cada material e a compactação foi calculada pela média aritmética das duas determinações, cujos resultados obtidos apresentaram-se muito próximos.

A compactação é dada pela Eq. 5.3.

$$C = \frac{M}{A_{cil} \cdot h_{cil} \cdot \gamma_{ESP}} \quad \text{Eq. 5.3}$$

Onde:

C é a compacidade

M é a massa do material

$A_{cil}$  e  $h_{cil}$  são respectivamente a área da seção transversal e a altura do cilindro

$\gamma_{ESP}$  é a massa específica do material

A Tabela 5.17 apresenta os resultados de compacidade dos agregados miúdo e graúdo, obtidos a partir do ensaio de compacidade e vibração.

**Tabela 5.17 Compacidade e vibração de agregados miúdo e graúdo, segundo De LARRARD, (1999), adaptado por SILVA, A (2004).**

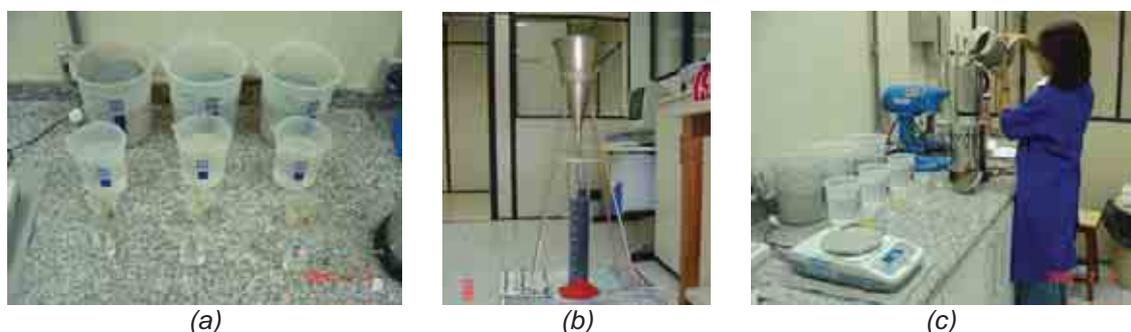
Agregado miúdo			Agregado graúdo		
Fração < 0,850 mm	fração > 0,850mm	porção total	Fração < 16 mm	fração > 16mm	porção total
0,657	0,634	0,687	0,607	0,575	0,594

### 5.3.3.2 Ensaio de ponto de saturação e de compatibilidade

O ensaio de compatibilidade e de ponto de saturação foi realizado usando cone de Marsh. O método consiste em preparar a calda e encher o cone de Marsh (até a marca superior) e medir o tempo que leva para ela escoar e encher uma proveta graduada de 1000 mililitros. O diâmetro do funil foi reduzido de 10mm para 5 mm, para aumentar o tempo para encher a proveta, elevando a precisão da determinação do tempo de fluidez, em cada mistura. A fabricação das caldas seguiu as prescrições da ABNT NBR 7682 (1983). A calda foi preparada num liquidificador industrial. O tempo de mistura total foi de 10 minutos, sendo 8 deles após a adição do aditivo superplastificante, para sua dispersão completa, conforme recomendação do fabricante.

Para o ensaio de compatibilidade, as determinações do tempo de fluidez foram realizadas com 10, 30 e 60 minutos após a mistura do cimento com a água, para cada teor de sólido, em cada mistura. Após a determinação do tempo de fluidez inicial (feita imediatamente

após o término da mistura), a calda permaneceu em repouso e foi agitada no misturador por 1 minuto antes da determinação com 30 e com 60 minutos (Figura 5.12).



**Figura 5.12 Ensaio de ponto de saturação e de compatibilidade entre cimento, sílica ativa e aditivos: (a) materiais constituintes para calda; (b) Funil e proveta graduada e (c) retorno da calda para o liquidificador industrial.**

O ponto de saturação é o teor de aditivo superplastificante determinado experimentalmente, a partir do qual não há redução significativa no tempo de fluidez das pastas.

Diz-se que há compatibilidade entre o cimento e o aditivo, quando o tempo de fluidez determinado inicialmente fica muito próximo do tempo determinado após 60 minutos (AİTCIN, 1999).

A compatibilidade foi realizada para (1) cimento e superplastificante (Figura 5.13), (2) sílica ativa e superplastificante (Figura 5.14), (3) cimento, 10% sílica ativa e superplastificante (Figura 5.15), (4) cimento, 10% sílica ativa, superplastificante e 1% de ARR (Figura 5.16) e (5) cimento, 10% sílica ativa, superplastificante e 2% de ARR (Figura 5.17). Para cada situação, diversas caldas foram produzidas, variando-se o teor do superplastificante.

Uma segunda campanha laboratorial foi realizada usando-se um aditivo superplastificante éterpolicarboxilato de um outro fabricante. Apesar da curva com 10 minutos ficar bem definida, os resultados não apresentaram compatibilidade deste aditivo com o cimento. A calda perdeu fluidez com muita rapidez. As duas misturas com teores mais baixos de superplastificante não escoaram pelo cone de *Marsh* com 30 minutos e as caldas com teores mais elevados, escoaram com 30 minutos apresentando um tempo de fluidez bem maior e

não escoaram com 60 minutos. O ensaio foi repetido e os resultados foram semelhantes, caracterizando a incompatibilidade entre o cimento e o aditivo, razão pela qual foi descartado.

#### a) Cimento e superplastificante

A Figura 5.13 mostra o ponto de saturação e a compatibilidade satisfatória do cimento com o aditivo superplastificante empregados. O ponto de saturação está em torno de 0,35% de sólidos do aditivo, em relação à massa de cimento.

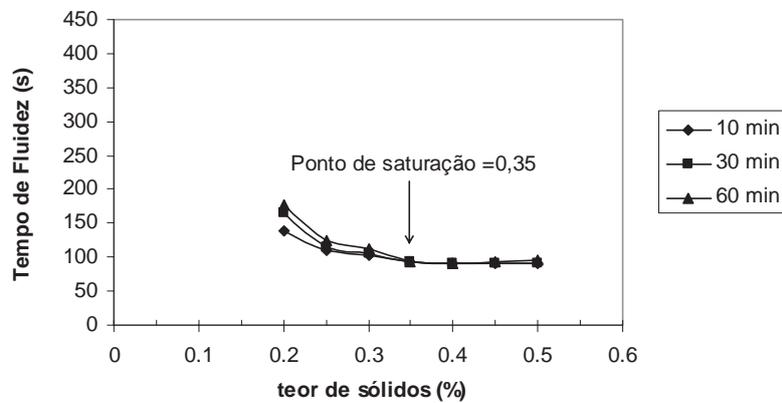


Figura 5.13– Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação de pasta de cimento e superplastificante.

#### b) Sílica ativa e superplastificante

A Figura 5.14 mostra os resultados dos ensaios de ponto de saturação e de compatibilidade entre a sílica ativa usada e o aditivo superplastificante. O ponto de saturação está em torno de 4,0% de sólidos do aditivo, em relação à massa de sílica ativa.

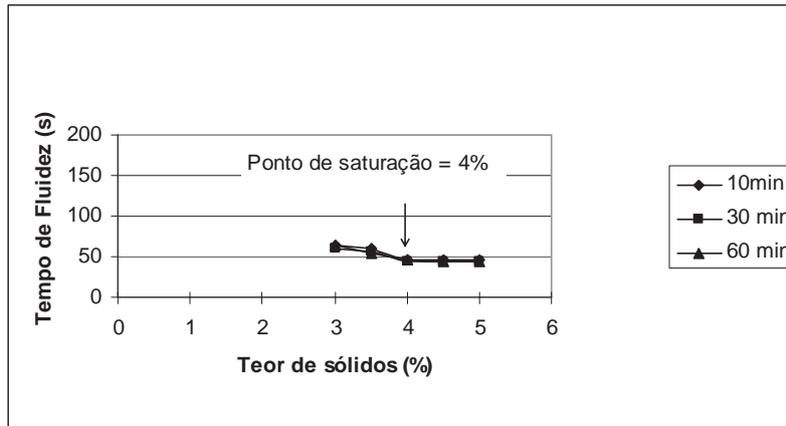


Figura 5.14 – Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação de sílica ativa e superplastificante.

c) Cimento, superplastificante e sílica ativa (10%)

A Figura 5.15 mostra os resultados dos ensaios de ponto de saturação e de compatibilidade entre o cimento e o aditivo superplastificante, na presença de 10% de sílica ativa. O ponto de saturação está em torno de 0,40% de sólidos do aditivo, em relação à massa de cimento mais 10% de sílica ativa.

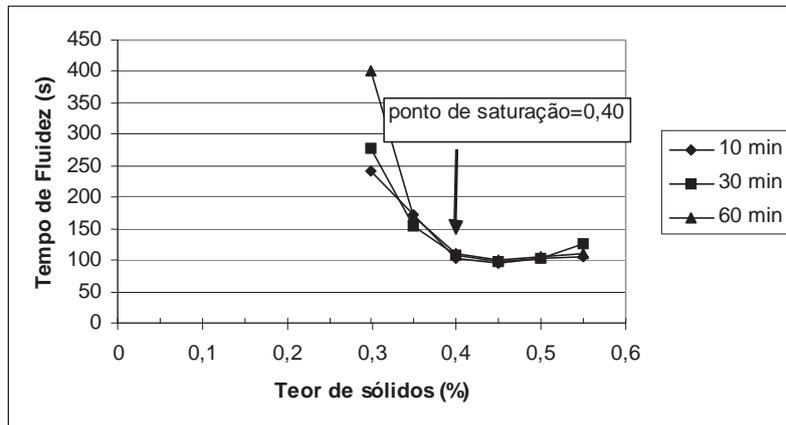
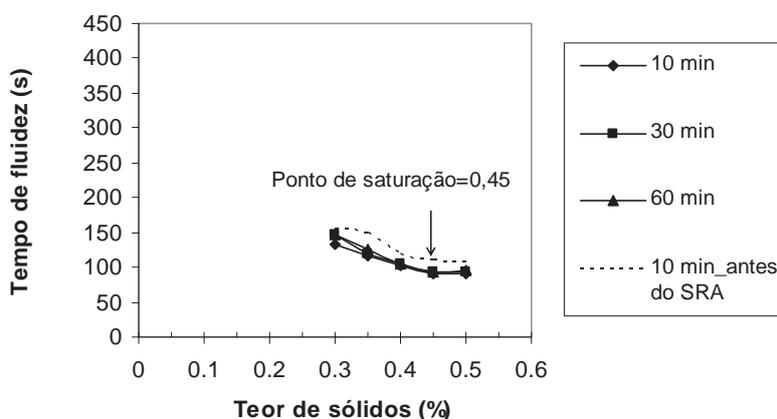


Figura 5.15 – Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação do cimento, sílica ativa e superplastificante.

*d) Cimento, superplastificante, sílica ativa (10%) e ARR (1%)*

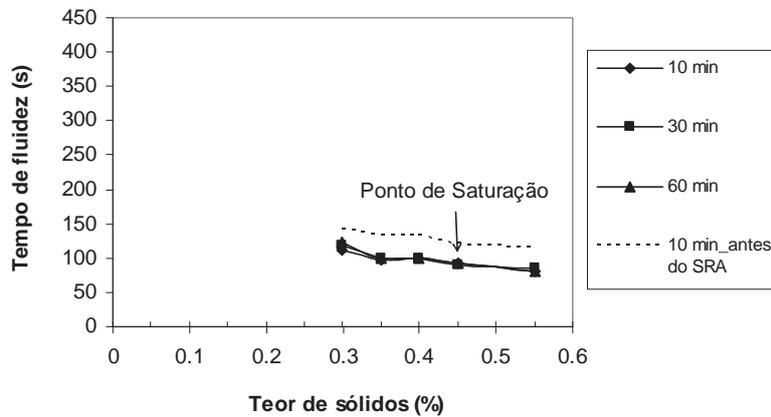
A Figura 5.16 mostra os resultados dos ensaios de ponto de saturação e de compatibilidade entre o cimento e o aditivo superplastificante na presença de 10% de sílica ativa e 1% de aditivo ARR. O ponto de saturação está em torno de 0,45% de sólidos do aditivo, em relação à massa de cimento, mais 10% de sílica ativa. Nota-se um leve aumento na fluidez ao adicionar o aditivo ARR à mistura.



**Figura 5.16 – Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação do cimento, sílica ativa, superplastificante e redutor de retração (1%).**

*e) Cimento, superplastificante, sílica ativa (10%) e ARR (2%)*

A Figura 5.17 mostra os resultados dos ensaios de ponto de saturação e de compatibilidade entre o cimento e aditivo superplastificante na presença de 10% de sílica ativa e 2% de aditivo ARR. Como ocorreu na situação anterior, o ponto de saturação está em torno de 0,45% de sólidos do aditivo, em relação à massa de cimento, mais 10% de sílica ativa. Dobrar a dosagem de ARR não alterou o ponto de saturação obtido com 1% de aditivo redutor. Nota-se um pequeno aumento na fluidez ao adicionar o aditivo ARR à mistura.



**Figura 5.17 – Ensaio de compatibilidade e ponto de saturação do cimento, sílica ativa, superplastificante e redutor de retração (2%).**

### 5.3.4 Ensaio para determinação dos parâmetros “p” e “q”

O coeficiente de aderência “p” (Eq. 5.4) caracteriza a aderência desenvolvida pela pasta de cimento com o agregado e pode variar sensivelmente, segundo a característica do agregado (textura superficial e limpeza). O coeficiente “q” (Eq. 5.5) descreve a limitação da resistência à compressão do concreto devido ao agregado. Não existe uma maneira de determinar diretamente esses parâmetros. Seus valores são obtidos por calibração dos ensaios de resistência à compressão do concreto, usando o programa computacional *Betonlab pro2*<sup>®</sup>.

$$p = \frac{1}{f_{cM} \left( \frac{1}{f_{cp}} - \frac{1}{2,14 f_{cg}} \right)} \quad \text{Eq. 5.4}$$

$$q = \frac{p}{2f_{cg}} \quad \text{Eq. 5.5}$$

Onde  $f_{cM}$  é a resistência à compressão da matriz e  $f_{cp}$  é a resistência à compressão da pasta de cimento e  $f_{cg}$  a resistência à compressão da rocha.

É necessária a fabricação de, pelo menos, dois concretos para determinação dos parâmetros “p” e “q”, dados de entrada do programa computacional. Os concretos precisam apresentar

um intervalo grande de resistências à compressão, para melhor calibrar o modelo. Estes concretos precisam ser fabricados com os mesmos materiais constituintes dos concretos a serem usados posteriormente na análise. Três concretos foram fabricados para obter esses parâmetros: T1, T2 e T3. O T1, com resistência à compressão da ordem de 90MPa, aos 28 dias, foi determinado experimentalmente por SILVA, E (1997) e reproduzido em obra em mais de 5.000 m<sup>3</sup> de concreto lançado (SILVA, E 1996). Este traço foi reproduzido com os materiais desta pesquisa e foi o escolhido para representar o limite superior de resistência, para obtenção dos parâmetros “p” e “q” citados anteriormente. Os traços T2 e T3 foram fabricados usando o método de dosagem descrito por HELENE e TERZIAN (1993), sendo o primeiro o traço rico e o segundo o traço piloto. As resistências à compressão aos 28 dias foram da ordem de 50 MPa e 40 MPa, respectivamente. O concreto com resistência menor foi o escolhido para representar o limite inferior de resistência, para obtenção dos parâmetros “p” e “q”.

#### *5.4 Propriedades do concreto fresco*

*A terminologia estado fresco é definida nesta pesquisa como o período decorrido desde o momento da adição da água de amassamento ao cimento até o momento em que se atinge o patamar de percolação.* Durante esse intervalo de tempo, o concreto deve apresentar uma composição de materiais constituintes tal que, depois de misturados e transportados adequadamente, forneça uma mistura estável e uniforme, com níveis de segregação e de exsudação satisfatórios visualmente. E além disso, possa (i) ser lançado adequadamente em formas (na maioria das vezes contendo armação), (ii) ser adensado para expulsar o máximo possível o ar aprisionado e (iii) fornecer uma boa superfície de acabamento.

A propriedade com que se avalia a qualidade do concreto no estado fresco é definida pelo termo trabalhabilidade e, sua comprovação quanto ao atendimento das exigências pré-estabelecidas, deve ser feita mediante a realização de ensaios, com procedimentos padronizados. Segundo TATTERSALL e BANFILL L (1983), todos os ensaios onde apenas uma constante é determinada (normalmente ensaio de abatimento e ensaio de fator de compactação) não são suficientes para classificar a trabalhabilidade do concreto, pois podem classificar como idênticos dois concretos com comportamento bem diferentes na

obra e chama a atenção para o fato de que um mesmo termo não significa a mesma coisa, para pessoas diferentes. Ainda segundo esses autores, há um conjunto de evidências que sugerem que dois pontos podem ser suficientes para fins práticos e que essas duas constantes podem ser expressas em termos de quantidades físicas fundamentais, tais como viscosidade, mobilidade, tensão de escoamento e consistência. Há um consenso de que essas quantidades fundamentais são a tensão de escoamento e a viscosidade plástica (Wallevik, 2006). É usualmente aceito que o concreto fresco pode ser considerado, com boa precisão, como fluido de Bingham (TATTERSALL e BANFILL, 1983)

As determinações das propriedades do concreto, no estado fresco, foram realizadas numa sala com controle de temperatura de  $21 \pm 2^\circ\text{C}$ . O ensaio para determinação do patamar de percolação, pelo método da evolução da temperatura, foi realizado também numa sala com controle de umidade relativa do ar de  $50 \pm 4\%$ , além do controle de temperatura.

Os parâmetros reológicos foram determinados para dois intervalos regulares de tempo,  $t = 10$  min e  $t = 50$  min da adição de água ao cimento, respectivamente. O primeiro intervalo de tempo corresponde à determinação inicial do comportamento reológico do concreto, ou seja, no momento do término da mistura, quando o concreto está pronto para ser lançado. O segundo intervalo de tempo tem uma diferença de 40 minutos em relação à determinação inicial e foi o intervalo estabelecido para se avaliar as propriedades reológicas do concreto, prevendo um atraso devido à ocorrência de algum problema que impedisse o seu lançamento logo após o término da mistura.

Para a determinação do patamar de percolação foram realizados dois ensaios: o de velocidade de pulso ultra-sônico e o da evolução da temperatura (curva calorimétrica), assumindo como o momento em que o concreto começa a apresentar capacidade de transferir tensões de tração e portanto, apresentar retração autógena. *O patamar de percolação marca o início da determinação experimental da retração autógena*, conforme metodologia descrita em 5.5.

## 5.4.1 Determinação da tensão de escoamento e da viscosidade plástica

### 5.4.1.1 O reômetro BTRHEOM

As propriedades reológicas de tensão de escoamento e de viscosidade plástica dos concretos foram determinadas usando um reômetro BTRHEOM, com geometria do tipo pratos paralelos, desenvolvido para concretos com consistência de mole a fluido (abatimento que apresente pelo menos 100 mm, determinado no cone de Abrams) e dimensão máxima do agregado até 25 mm (De LARRARD, 1999). O reômetro BTRHEOM tem formato de cilindro vazado com capacidade para 7 litros de concreto e é um equipamento robusto com 29 kg, podendo ser usado no laboratório ou no canteiro de obra, cujo transporte e manuseio requer apenas um operador. Pode-se trabalhar com concretos com temperaturas variando de 5 a 40 °C.

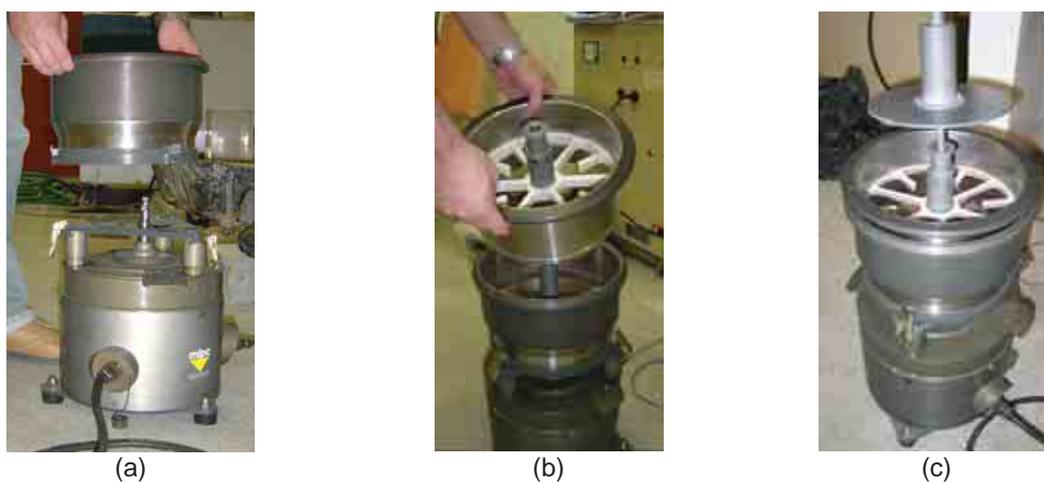
O material é cisalhado entre uma base fixa e o topo que gira em torno de um eixo vertical. O torque, resultante da resistência do concreto a ser cisalhado, é medido pelas pás superiores. A partir de medidas do torque e da velocidade de rotação, é possível proceder a um cálculo teórico para compreender a lei de comportamento do concreto fresco.

O BTRHEOM é constituído por um corpo (motor rotativo e vibratório), uma parte superior (fixa e outra móvel), um dispositivo medidor de dilatância, uma unidade de controle (caixa eletrônica) e um ambiente de aquisição de dados, com o software ADRHEO que gerencia os ensaios com o reômetro (Figura 5.18).

O corpo, apoiado em três pés de borracha, é todo revestido para proteger as partes mecânicas que produzem rotação e vibração, assim como a instalação elétrica. Neste revestimento existem dois conectores de força protegidos por *plug*. No topo existe um prato montado em três pinos que permite a transmissão da rotação-vibração do ensaio (Figura 5.19 a). O recipiente superior fixo é preso ao prato do corpo por três alavancas de lingüeta (Figura 5.19 a). A parte que gira (móvel) é posicionada na região central do recipiente (Figura 5.19 b). Para medir a dilatância do concreto, ou seja, a expansão espontânea do agregado graúdo, quando submetido ao cisalhamento, é acoplado um disco apoiado diretamente na superfície do concreto (Figura 5.19 c).



**Figura 5.18 - BTRHEOM desenvolvido no LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris (De LARRARD et al. 1994 apud De LARRARD, 1999): (a) corpo; (b) recipiente fixo para armazenamento do concreto com as pás inferiores no fundo; (c) parte móvel encaixada no eixo do recipiente fixo; (d) dispositivo medidor de dilatação; (e) unidade de controle e (f) microcomputador para aquisição dos dados.**



**Figura 5.19 – Encaixe das partes do BTRHEOM: (a) parte superior fixa (recipiente) a ser encaixada no corpo; (b) parte superior móvel a ser encaixada no recipiente e (c) dispositivo medidor de dilatação sendo encaixado na parte superior do reômetro.**

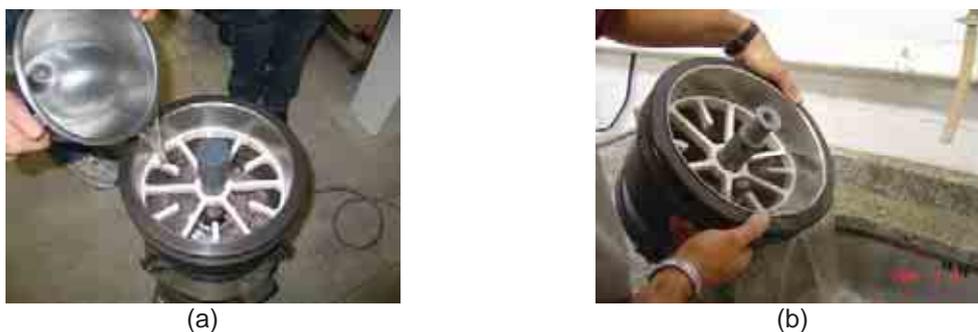
Antes de acoplar a parte superior (a fixa e a móvel) no corpo, é necessário colocar os selos ou fitas de vedação (o interno e o externo), para prevenir que o agregado ou a pasta penetre entre as partes fixas e móveis do reômetro (Figura 5.20), o que causaria uma fricção excessiva ou mesmo uma perturbação no equipamento.



**Figura 5.20 - Colocação de selos de vedação no BTRHEOM: (a) no recipiente fixo (selo interno) e (b) na parte móvel (selo externo).**

#### *5.4.1.2 Etapas do ensaio para determinação das propriedades reológicas*

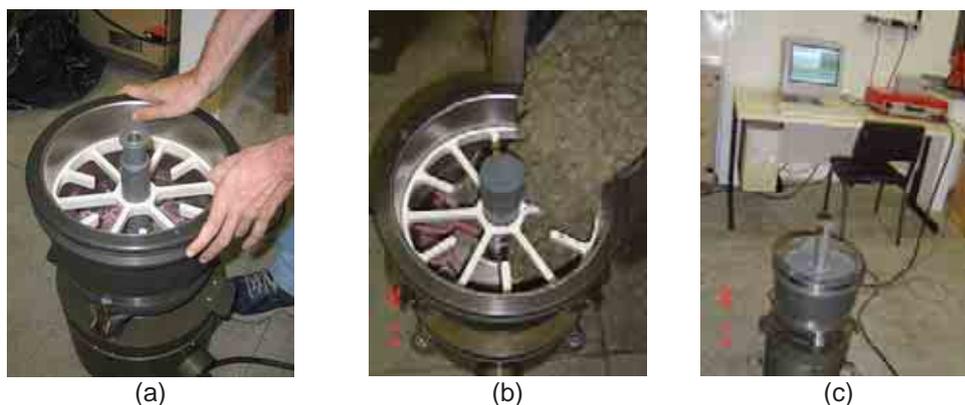
- 1) **O ensaio para estimar a fricção gerada pela presença dos selos** (fitas de vedação). Esse ensaio é realizado seguindo as etapas a seguir e foi realizado antes de cada determinação das propriedades reológicas do concreto. Colocam-se as pás inferiores no fundo do recipiente. Em seguida encaixa-se a parte giratória no recipiente. Todo o conjunto deve ser acoplado ao motor. Atarraxa-se o recipiente + parte móvel à parte superior do platô do corpo, com as alavancas de lingüeta. Enche-se o recipiente com água até cobrir as pás da parte giratória e inicia-se o ensaio do selo (Figura 5.21 a). Este ensaio, após os procedimentos de colocação dos selos, dura cerca de 10 minutos. Após o ensaio, destaca-se o recipiente unido à parte giratória e derrama-se a água fora (Figura 5.21 b). Deve-se ter certeza de que não ficou água no fundo do recipiente, pois pode modificar a reologia do concreto. Realizam-se duas séries idênticas, com cinco pontos cada, para determinação da fricção, sem vibração, com uma velocidade de rotação de 0,8 a 0,2 rev/s. Um gráfico fornece a evolução da fricção média do selo, que é estabilizada após 600 s. O programa computacional corrige automaticamente o torque do concreto, deduzindo o torque da fricção causada pelos selos.



**Figura 5.21 - Ensaio para determinação da fricção devida ao selo: (a) colocação da água no recipiente + parte móvel e (b) derramamento da água, findo o ensaio do selo.**

**2) O ensaio com o concreto para determinar o torque e velocidade de rotação.**

Esse ensaio é realizado seguindo as etapas descritas a seguir. Coloca-se o recipiente unido à parte giratória atachado ao prato do corpo (Figura 5.22 a). Despeja-se o concreto no recipiente (Figura 5.22 b), deixando ultrapassar cerca de 1 cm o nível das pás da parte móvel. Introduce-se o dispositivo de determinação da dilatância dentro da parte móvel (o disco toca na superfície do concreto) e então inicia-se o ensaio (Figura 5.22 c). Uma vez enchido o recipiente do reômetro com o concreto fresco a ser testado, uma ligeira vibração de 15 segundos pode ou não ser aplicada. O propósito da pré-vibração é colocar o material no reômetro e torná-lo fluido antes do teste. O ensaio normal para determinação das propriedades reológicas instantâneas do concreto fresco pode ser feito com ou sem vibração e dura cerca de 5 minutos. Uma janela mostra a representação gráfica dos parâmetros determinados (torque e velocidade de rotação), em função dos parâmetros estabelecidos para o ensaio, conforme apresentado a seguir.



**Figura 5.22 - Ensaio no concreto: (a) encaixe do recipiente + parte móvel após a realização do teste do selo; (b) colocação do concreto no recipiente e (c) colocação do dispositivo para medir a dilatação.**

- 3) **As opções do programa computacional para realização dos ensaios.** O ensaio é realizado com velocidade imposta. O programa computacional permite incluir uma ou duas séries de determinações, por ensaio, que são realizadas numa velocidade crescente ou decrescente. O programa permite também escolher as velocidades máxima e mínima, durante uma serie de determinações, variando-a normalmente dentro do intervalo de 0,1 rev/s a 1,0 rev/s. Essa velocidade de rotação proporciona uma taxa de cisalhamento de 0,75 a 7,5 s<sup>-1</sup>. Uma velocidade acima de 1 rev/s cria uma força centrífuga suficiente para deformar a superfície do concreto e mesmo lançar partículas da amostra. A velocidade é aumentada ou diminuída por patamares sucessivos e regulares entre essas duas velocidades extremas. Cada série pode consistir de 2 a 10 pontos e pode ser feita com ou sem vibração. O programa permite ainda determinar o número de testes desejados, o período de espera entre dois testes sucessivos e a velocidade de rotação mantida durante o período. Essa opção permite monitoramento reológico com o tempo, usando uma amostra única e minimizando a intervenção do operador. O ensaio pode ser realizado com ou sem pré-vibração e com e sem pós-vibração. O propósito da pré-vibração é colocar o material no reômetro e torná-lo fluido antes início do ensaio. A pós-vibração permite re-compactar e re-homogeneizar o material após um ensaio durante o qual o esforço transversal produziu dilatação do concreto (que é mostrado algumas vezes pela subida do agregado).

- 4) **Os parâmetros para os ensaios reológicos estabelecidos nesta pesquisa.** O modelo escolhido para a realização dos ensaios reológicos apresentou os seguintes parâmetros. Duas séries por ensaio (série 1 e série 2), ambas com velocidade imposta do tipo decrescente-decrescente, com magnitude variando de 0,8 rev/s a 0,2 rev/s e número de pontos por série igual a 10. Foi estabelecida vibração para as duas séries com frequência de 50 Hz. Não foi especificada pré-vibração do concreto nem tampouco pós-vibração, até porque foi previsto apenas 1 único ensaio por amostra (composto por duas séries, como mencionado).
- 5) **Os resultados experimentais fornecidos pelo programa computacional.** O programa computacional fornece os resultados de velocidade de rotação (rev/s), torque (N.m), frequência (Hz) e dilatância para cada ponto. Antes de proceder às determinações desejadas (velocidade, torque, frequência e dilatância), o programa computacional espera cerca de 15 s, depois de alcançada a velocidade imposta. (A velocidade é aumentada ou diminuída, por patamares sucessivos e regulares entre as duas velocidades extremas). Esse período de tempo permite destruir o elo entre partículas, relativo à tixotropia do concreto, e limitar o tempo total de ensaio, de modo a não aparecer aumento irreversível no torque, relativo à reação química do cimento (SEDRAN, 1999). O programa computacional fornece, também, *a equação que melhor se ajusta aos valores experimentais* de torque exercido na amostra de concreto (em Nm), dependendo da velocidade de rotação das pás superiores (rev/s), usando o modelo de Herschel-Bulkley ou Bingham. O comportamento reológico do concreto fresco é, portanto, caracterizado por duas quantidades físicas, parâmetros que podem ser obtidos com ou sem vibração, fornecendo diferentes valores. Não é objeto desta pesquisa o estudo da dilatância do concreto, motivo pelo qual não é feita a análise desses resultados.
- 6) **Base teórica para transformar torque e velocidade de rotação em tensão de escoamento e viscosidade plástica.** O concreto é assumido como sendo um fluido de Herschel-Bulkley cuja lei de escoamento é  $\tau = \tau_y + k\dot{\gamma}^b$ , onde  $\tau$  é a tensão de cisalhamento (em Pa),  $\dot{\gamma}$  o gradiente de velocidade (em 1/s) e  $\tau_y$ , k e b são *três*

parâmetros que caracterizam o escoamento do material ensaiado. Experimentalmente tem-se uma curva de torque versus velocidade de rotação, obtida usando o BTRHEOM do mesmo tipo  $\Gamma = \Gamma_0 + AN^b$ , onde,  $\Gamma$  é o torque medido (N.m);  $N$  é a velocidade de rotação (rev/s);  $\Gamma_0$ ,  $A$  e  $n$  são parâmetros numéricos determinados pelo método dos mínimos quadrados. A determinação dessas três constantes permite calcular as constantes reológicas da equação  $\tau = \tau_y + k\dot{\gamma}^b$ . De LARRARD *et al.* (1997) apresentam um sistema de equações que permite calcular a tensão de cisalhamento e taxa de cisalhamento, a partir do torque e velocidade de rotação. Integrando a contribuição de cada elemento de superfície em relação ao torque, as seguintes equações são obtidas:

$$\Gamma_0 = \frac{2\pi}{3} (R_2^3 - R_1^3) \tau_y$$

$$A = \frac{(2\pi)^{b+1}}{(b+3)h^b} (R_2^{b+3} - R_1^{b+3}) k$$

que podem ser re-escritas, em função dos parâmetros reológicos, da seguinte maneira:

$$\tau_y = \frac{3}{2\pi(R_2^3 - R_1^3)} \Gamma_0 \quad \text{Eq. 5.6}$$

$$k = 0,9 \frac{(b+3)}{(2\pi)^{b+1}} \frac{h^b}{(R_2^{b+3} - R_1^{b+3})} A \quad \text{Eq. 5.7}$$

onde  $R_1$  e  $R_2$  são o raio interno e externo, e  $h$  é a altura do corpo-de-prova cisalhado. Para o BTRHEOM,  $R_1 = 20$  mm,  $R_2 = 120$  mm,  $h = 100$  mm,  $\tau_y$  a tensão de escoamento de Herschel-Bulkley e  $k$  a viscosidade plástica.

Quando  $b=1$ , o modelo de Herschel-Bulkley é igual ao modelo de Bingham. O escoamento do concreto pode ser descrito pela lei  $\tau = \tau_0 + \mu\dot{\gamma}$ . Neste caso, o

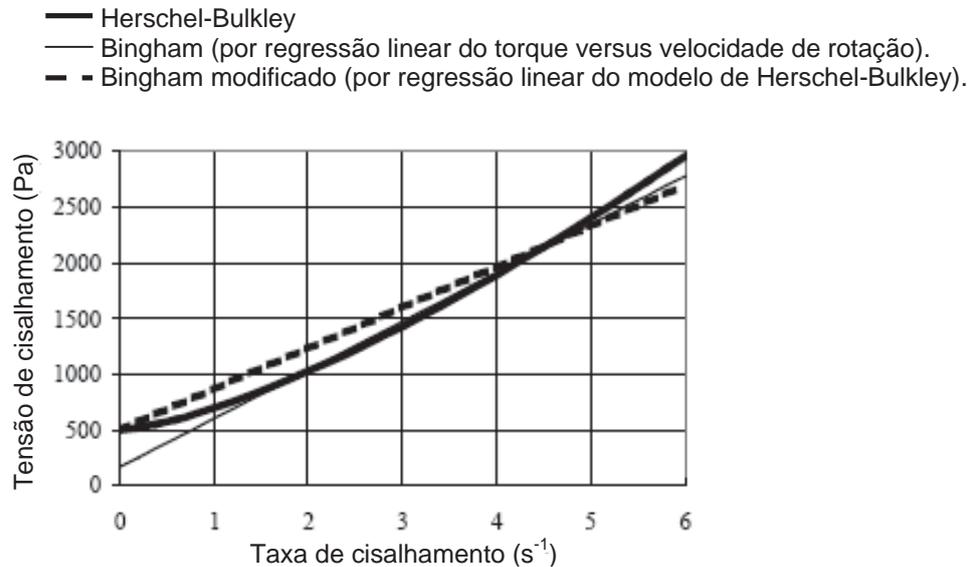
parâmetro  $k$  torna-se a viscosidade plástica  $\mu$  (Eq. 5.7) e a tensão de escoamento de Bingham é  $\tau_0$ , dado pela Eq. 5.6.

FERRARIS e De LARRARD (1998) *apud* De LARRARD (1999) *sugerem a substituição da curva de potência de Herschel-Bulkley por uma reta equivalente (Bingham modificado), obtida por regressão linear, segundo o método dos mínimos quadrados*, deduzida a partir de outros parâmetros do modelo, dado pela Eq. 5.8. Esta reta parte do ponto  $(0, \tau_y)$ , que é o valor da tensão de escoamento obtida com o modelo de Herschel-Bulkley. O propósito é deixar de trabalhar com três parâmetros  $(\tau_y, k, b)$  e usar dois  $(\tau_y \text{ e } \mu_{eq})$ , como no ensaio de Bingham (que usa  $\tau_0$  e  $\mu$ ), porém com a vantagem de se trabalhar com uma reta de melhor aproximação que a obtida por Bingham, já que foi determinada a partir do modelo Herschel-Bulkley que melhor representa o concreto no estado fluido, segundo os autores (Figura 5.23).

$$\mu_{eq} = \frac{3k}{b+2} \dot{\gamma}_{max}^{b-1} \quad \text{Eq. 5.8}$$

$\dot{\gamma}_{max}$  é o gradiente máximo de velocidade aplicado à amostra durante o ensaio, normalmente  $6 \text{ s}^{-1}$ , dado pela Eq. 5.9, onde  $\Omega_{max}$  é a máxima velocidade de rotação do reômetro (5 rev/s).

$$\dot{\gamma}_{max} = \frac{\Omega_{max} R_2}{h} \quad \text{Eq. 5.9}$$



**Figura 5.23 - Aproximação linear do modelo de Herschel-Bulkley pelo modelo de Bingham (Fonte: De LARRARD, 1999, p.108).**

- 7) **Os intervalos de tempo para determinação das propriedades reológicas.** Foi estabelecido determinar as propriedades reológicas em dois intervalos de tempo regulares:  $t = 10$  min e  $t = 50$  min da adição de água ao cimento, respectivamente. Ou seja, o intervalo de espera entre uma determinação e outra foi de 40 minutos. Porém, em cada determinação ( $t = 10$  e  $t = 50$  min), foi realizado um teste de selo específico para aquele intervalo de tempo e para aquele ensaio de concreto, realizado logo após o término do ensaio do selo, com uma nova amostra mantida na betoneira em repouso e agitada durante um minuto imediatamente antes da colocação no recipiente do reômetro. Esse procedimento foi adotado pela possibilidade do cisalhamento, repetido na mesma amostra, modificar a evolução da microestrutura e, por consequência, o comportamento reológico. Os procedimentos preliminares para a realização do ensaio no concreto (lavagem do recipiente e da parte móvel do reômetro, secagem, colocação dos selos e realização do teste com os selos), demoravam aproximadamente 40 minutos, razão pela qual não se procedeu a mais uma determinação dos parâmetros reológicos para  $t = 70$ min, como se pretendia anteriormente. Simultaneamente à colocação da amostra de concreto

dentro do reômetro, foi realizado o ensaio de abatimento do concreto, usando o tronco de cone, para  $t = 10$  min,  $t = 50$  min e  $t = 70$  min.

#### *5.4.2 Determinação do abatimento pelo cone de Abrams*

A consistência do concreto foi determinada pelo ensaio de abatimento pelo tronco de cone segundo a NBR 7223/92, logo após o término da mistura, para todos os concretos produzidos. Nas misturas realizadas para determinar as propriedades reológicas (tensão de escoamento e viscosidade plástica no reômetro), o abatimento foi determinado em três momentos distintos: para  $t = 10$  e  $50$  min após a adição da água (coincidindo com o intervalo de tempo em que a amostra foi lançada no BTRHEOM) e mais uma terceira determinação para  $t = 70$  minutos da adição da água ao cimento, para acompanhar a perda de abatimento em função do tempo.

Os abatimentos dos concretos, usando o cone de Abrams, foram realizados para efeito comparativo com as propriedades determinadas pelo BTRHEOM, por se tratar do ensaio mais usual em laboratório (para avaliar as características do concreto no estado fresco), em canteiros de obra (para controle de recebimento do concreto) e em concreteiras (para controle de produção do concreto produzido), devido à sua simplicidade e baixo custo.

#### *5.4.3 Determinação do teor de ar*

A determinação do teor de ar do concreto foi realizada usando-se o método pressométrico. Esse método determina o ar aprisionado devido às operações de mistura (e que não foi possível expulsar durante a vibração) e o ar introduzido deliberadamente ao concreto. O método se baseia na relação entre o volume de ar e a pressão aplicada, numa temperatura constante, conforme a lei de Boyle-Mariotte (COUTINHO, 1999). Não é necessário o conhecimento das proporções da mistura e das propriedades dos materiais. Os aparelhos comercializados não exigem cálculos, pois são dotados de uma escala de leitura direta, em porcentagem de ar incorporado.

O procedimento consiste essencialmente em observar a diminuição de volume de uma amostra de concreto adensado, submetida a uma pressão conhecida. O concreto foi

adensado em duas camadas, numa mesa vibratória. A pressão foi aplicada por uma bomba pequena (de bicicleta) e medida por um manômetro. Devido ao aumento da pressão acima da atmosférica, o volume de ar do concreto diminui e provoca um abaixamento do nível da água sobre o concreto. A variação do nível da água é determinada em um tubo com escala e o teor de ar pode ser lido diretamente no manômetro (Figura 5.24).



**Figura 5.24** Determinação do ar pelo método pressométrico: (a) Adensamento em duas camadas; (b) aparelho para determinação do teor de ar e (c) leitura direta no manômetro.

O ensaio foi realizado segundo a NBR NM 47 (2002), que prescreve o método para determinação do teor de ar, pelo método pressométrico. O método proporciona a maneira mais confiável e precisa para determinação do teor de ar do concreto. A quantidade de ar é expressa geralmente, em porcentagem do volume de concreto. Assim, 1% de ar significa um volume de vazios de 1 litro de ar em 100 litros de concreto, ou seja, de 10 litros em 1 metro cúbico. O método gravimétrico, o mais antigo, foi usado para fins comparativos em uma determinada mistura, apresentando resultado muito próximo do obtido pelo método pressométrico, para o mesmo concreto. O método consiste simplesmente em comparar a massa específica do concreto contendo ar ( $\rho_a$ ) com a massa específica do concreto sem ar ( $\rho$ ). Portanto, o teor de ar, expresso em porcentagem total é igual a:  $1 - (\rho_a/\rho)$ .

#### 5.4.4 Determinação do patamar de percolação pelo método do pulso ultra-sônico

O ensaio foi realizado segundo a norma NBR NM 58 (1996) e norma brasileira NBR 8802 (1991). Foi usado um aparelho medidor do tempo de propagação de pulso ultra-sônico portátil, com visor digital, marca *PUNDIT*, com 2 transdutores de 54 kHz de frequência.

As dimensões do corpo-de-prova foram determinadas de acordo com as prescrições da RILEM NDT 1 (1972) e da NM 58 (1996). A RILEM NDT 1 (1972) estabelece as dimensões da peça a ser ensaiada, em função da frequência do transdutor (Tabela 5.18).

**Tabela 5.18 Frequência natural do transdutor de acordo com as dimensões da peça a ser ensaiada (RILEM NDT1, 1972).**

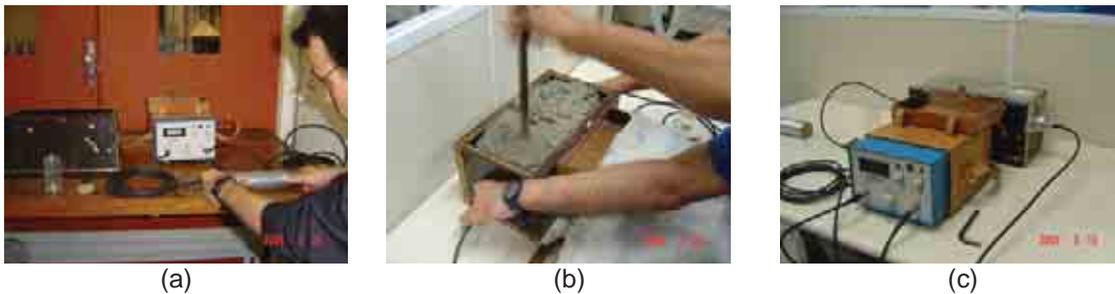
Distância a ser percorrida pela onda (mm)	Frequência natural do transdutor (kHz)	Dimensão transversal mínima do elemento (mm)
100 - 700	$\geq 60$	70
200 - 1500	$\geq 40$	150
> 1500	$\geq 20$	300

No caso do transdutor usado, de 54 kHz de frequência, o comprimento do corpo-de-prova deve ficar entre 200 e 1500 mm, enquanto a dimensão lateral deve ser no mínimo 150 mm. Segundo a NM 58 (1996), devido à heterogeneidade do concreto, é essencial que a distância a ser percorrida pela onda ultra-sônica seja a maior possível e a dimensão mínima lateral, para uma frequência de transmissão de 54 kHz, deverá ser 80 mm. Optou-se por usar corpo-de-prova prismático com dimensão longitudinal de 300mm e dimensão transversal de 150mm, atendendo as duas recomendações.

O ensaio foi realizado seguindo as etapas a seguir.

- 1) Fabricar o concreto com materiais na temperatura da sala ( $21 \pm 2$  °C), com constituintes também nessa temperatura.

- 2) Aferir o equipamento usando a barra de referência metálica, que acompanha o aparelho, com vibração do tempo de trânsito conhecida.
- 3) Colocar uma camada fina de gel de silicone, nas faces dos transdutores, para garantir contato contínuo entre as superfícies dos transdutores e o concreto.
- 4) Acoplar os transdutores (receptor e transmissor) nos furos de 50mm de diâmetro, existentes nas laterais da forma. Penetrar os transdutores de modo a facear a forma internamente, proporcionando um arranjo com transmissão direta (do pulso elétrico em onda de choque).
- 5) Moldar o corpo-de-prova numa forma prismática, com seção transversal de 150 mm x 150 mm e comprimento de 300 mm (conforme mencionado anteriormente), adensado manualmente com soquete do cone de Abrams, em três camadas de 30 golpes cada. (Segurar o receptor e o transmissor para não perder o contato com o concreto durante o adensamento).
- 6) Cobrir a superfície exposta do concreto com filme plástico, seguido de pano úmido, para impedir a saída de umidade do concreto. (Figura 5.25).
- 7) Fazer leituras periódicas do tempo de propagação da onda longitudinal, mostrada no visor digital do aparelho. O intervalo entre as leituras iniciais é maior, passando para intervalos menores, à medida que o tempo de propagação começa a diminuir.
- 8) Calcular a velocidade de propagação de ondas, dividindo-se a distância entre os transdutores (m) pelo tempo decorrido desde a emissão da onda até a sua recepção (s).
- 9) Traçar a curva velocidade de propagação *versus* idade do concreto.
- 10) O patamar de percolação é assumido como sendo a idade do concreto onde houve um aumento brusco na velocidade de propagação da onda ultra-sônica.

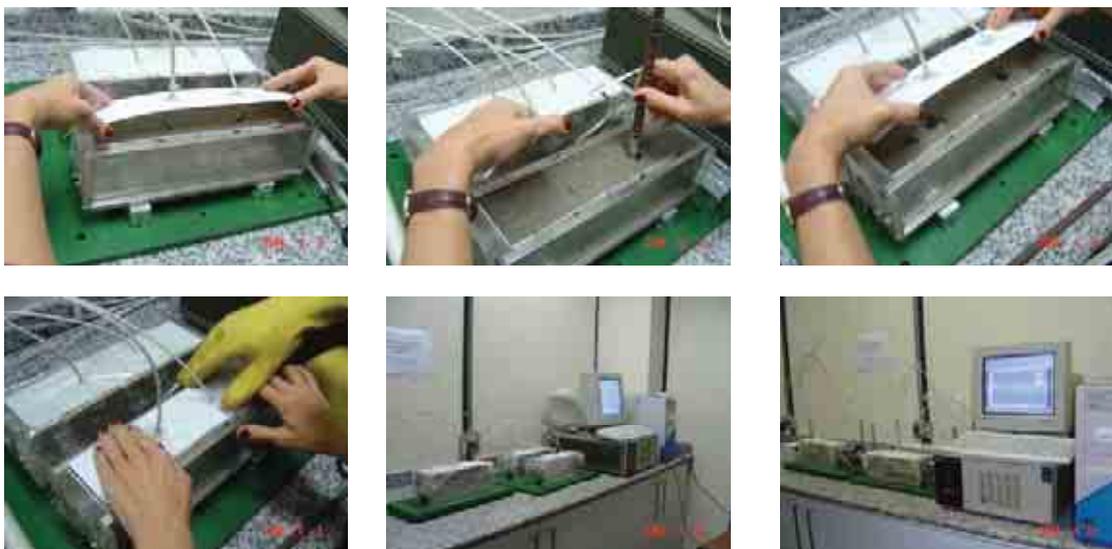


**Figura 5.25 Procedimento para determinação do patamar de percolação, usando método ultrassônico: (a) calibração do aparelho; (b) adensamento do concreto no molde de 150mm x 150mm x 300mm e (c) execução do ensaio.**

#### *5.4.5 Determinação do patamar de percolação pelo método da evolução da temperatura*

O procedimento de ensaio foi realizado segundo metodologia usada no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ, com algumas modificações sugeridas nesta pesquisa. As etapas do ensaio são descritas a seguir.

- 1) Fabricar o concreto com materiais na temperatura da sala ( $21 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ ), com constituintes também nessa temperatura.
- 2) Moldar três formas prismáticas com dimensões de 75 mm x 75 mm x 280 mm, adensado em mesa vibratória.
- 3) Posicionar dois termopares em cada corpo-de-prova, nos terços médios do vão e na metade da altura do molde. Os termopares empregados foram do tipo J, para obtenção da curva de elevação de temperatura. O furo, para a introdução do termopar, é feito com auxílio de uma barra de aço com 16 mm de diâmetro. Em seguida a parte superior dos corpos-de-prova é coberta com uma folha de poliestireno e todo o molde envolvido com filme de poliéster, para prevenir a evaporação da água da mistura (Figura 5.26).



**Figura 5.26 Procedimento para determinação do patamar de percolação usando o método da curva calorimétrica.**

4) Os termopares são conectados a um sistema de aquisição de dados (*Datalogger*). A aquisição de dados foi executada usando um programa computacional, em linguagem LABVIEW. Os sinais recebidos são convertidos e armazenados num microcomputador. O monitoramento da curva de elevação de temperatura é feita de maneira contínua, desde o término das operações de moldagem e colocação dos termopares nos prismas de retração, até a estabilização com a temperatura da sala, quando foi desligado (Figura 5.26).

5) A partir da curva calorimétrica de hidratação obtida, determinou-se o patamar de percolação assumido como o tempo referente ao término do período de dormência.

### **5.5 Retração autógena**

Para cada um dos 6 concretos selecionados, foram moldados 3 corpos-de-prova-prismáticos, com dimensões de 75mm x 75mm x 285mm, provenientes de uma mesma betonada, para determinação da retração autógena livre. A determinação teve início a partir do patamar de percolação até 365 dias. Os concretos foram produzidos numa sala com controle de temperatura ( $21 \pm 2 \text{ }^\circ\text{C}$ ), com constituintes também nessa temperatura.

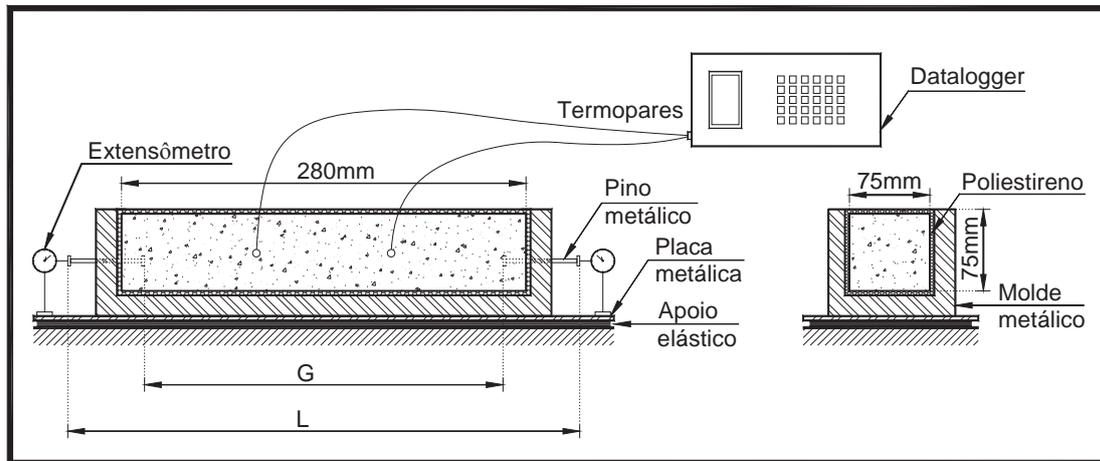
### 5.5.1 Condições experimentais

As determinações das deformações autógenas foram feitas nas seguintes condições:

- O material foi praticamente impedido de trocar umidade ou qualquer outra substância com o meio exterior. Esta condição foi verificada experimentalmente, pesando-se regularmente os corpos-de-prova para assegurar que sua massa permanecesse aproximadamente constante. Foi estabelecida uma perda máxima de massa de água, em relação à massa total, de 0,05% até 28 dias, considerada desprezível nessas condições e, por conseqüência, a retração por secagem.
- O material foi mantido em condições isotérmicas, a menos do período inicial de desprendimento de calor, devido à reação de hidratação, onde a exotermia não é atendida, gerando deformações térmicas que foram descontadas.

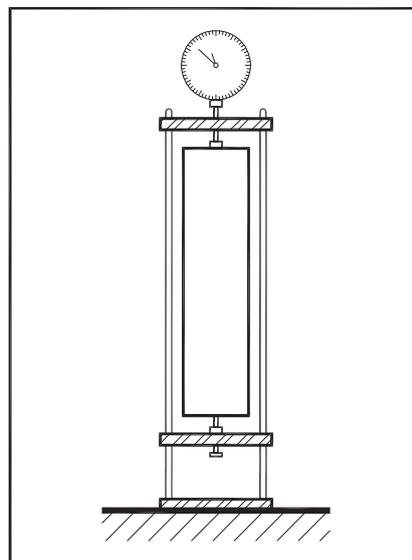
O procedimento para determinação das variações de comprimento dividiu-se em duas etapas:

- a primeira etapa, desde o tempo correspondente ao patamar de percolação até a desmoldagem, seguindo as prescrições do JCI - *Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete (1999)*, usando-se um extensômetro modelo Mitutoyo, em cada extremidade (Figura 5.27). Os extensômetros, situados um em cada extremidade do corpo-se-prova, mediram a variação de comprimento com o concreto ainda dentro da fôrma. “L” é o comprimento inicial entre as extremidades externas dos pinos metálicos e “G” é o comprimento inicial entre as extremidades internas dos pinos metálicos, antes da moldagem (comprimento de referência para cálculo da deformação autógena livre). “L-G” é o comprimento indeformável não considerado no cálculo da deformação autógena.



**Figura 5.27** Determinação da variação relativa de comprimento antes da desmoldagem.

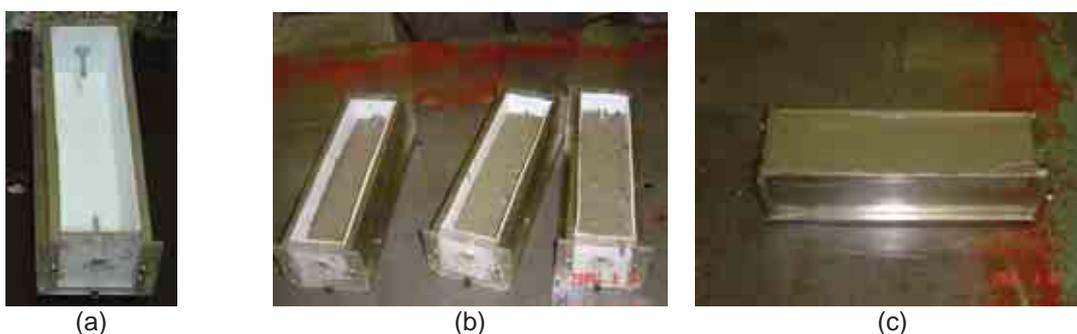
- a segunda etapa, após a retirada do molde até 365 dias, segundo as prescrições da ASTM C 490: 2000, também usando extensômetro Mitutoyo (Figura 5.28).



**Figura 5.28** Determinação da variação relativa de comprimento após a desmoldagem.

### 5.5.2 Variação do comprimento do corpo-de-prova antes de remover o molde

1) O fundo e as laterais do molde foram forrados com material anti-aderente (uma folha de poliestireno, com espessura de 3 mm), para minimizar o atrito entre o corpo-de-prova e o molde, de modo que o movimento livre do corpo-de-prova não fosse restringido (Figura 5.29).



**Figura 5.29 Procedimento de moldagem dos prismas para determinação da retração autógena: (a) detalhe do corpo-de-prova vazio, com fundo e laterais forrados com material antiaderente e com os pinos metálicos; (b) e (c) moldagem e adensamento em duas camadas.**

2) Na extremidade de cada placa lateral (de menor dimensão) foi inserido um pino metálico no molde, através de um orifício coincidindo com o eixo longitudinal do molde (Figura 5.29). Mediu-se a distância interna inicial entre as extremidades dos pinos, com uma acurácia de 1mm. Essa medida corresponde ao valor de “G” (Figura 5.27).

3) O concreto fresco foi lançado dentro do molde em duas camadas e adensado com mesa vibratória, com cuidado, para não mudar a posição dos pinos, devido à vibração (Figura 5.29). Em seguida, os três corpos-de-prova foram levados para a sala de ensaio, também climatizada, onde foram colocados sobre uma placa metálica, apoiada em suportes de borracha, para evitar que vibrações alterassem as leituras verdadeiras dos extensômetros, quando acoplados.

4) Os termopares foram posicionados dentro dos prismas com concreto e conectados a uma unidade de aquisição de dados, conforme relatado nos passos 3 e 4 do item (5.4.5). Durante

o período em que os corpos-de-prova permaneceram nas formas, o concreto ficou protegido de troca de umidade com o meio exterior pelas laterais, devido à forma, e pela parte superior, devido à folha de poliestireno. Ainda assim, para aumentar o isolamento, as formas foram envolvidas externamente com filme plástico e reforço nas bordas com fita adesiva transparente.

5) Os extensômetros foram acoplados aos pinos metálicos dos corpos-de-prova, imediatamente após a obtenção do tempo correspondente à transição fluido-sólido do material (patamar de percolação), determinado pelo ensaio de ultra-som. Fizeram-se as leituras iniciais nos dois extensômetros (leituras de referência para a etapa antes da desforma), de cada corpo-de-prova ( $L_{0A}$  e  $L_{0B}$ ), (Figura 5.27 e Figura 5.30).



**Figura 5.30 Procedimento de colocação dos extensômetros para determinação da retração autógena, antes da desforma.**

6) Durante as primeiras 12 horas, após atingido patamar de percolação, as leituras foram realizadas de hora em hora, seguidas de três leituras diárias, até cerca de 72 horas, quando a temperatura do corpo-de-prova se estabilizou com a da sala. A cada leitura da variação de comprimento observou-se a leitura da temperatura da mistura, no mesmo instante, para se calcular a deformação de origem térmica ( $\epsilon_T = \alpha \cdot \Delta T$ ). A deformação térmica foi descontada assumindo um coeficiente de expansão térmica do concreto ( $\alpha$ ) igual a  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  e a

variação de temperatura ( $\Delta T$ ) igual à temperatura na idade  $i$  menos a temperatura na hora do patamar de percolação.

7) Após essa data, a temperatura da mistura no centro do corpo-de-prova havia estabilizado com a da sala de ensaio climatizada e tomou-se um dos dois encaminhamentos: (i) continuou-se fazendo leituras com os extensômetros na horizontal, em cada corpo-de-prova ou (ii) desmoldaram-se os corpos-de-prova e determinaram-se as variações de comprimento iniciais no aparelho comparador (leitura de referência da segunda etapa), conforme a seguir.

### 5.5.3 *Variação do comprimento do corpo-de-prova após a desmoldagem*

- 1) Imediatamente após a desmoldagem, os corpos-de-prova foram envolvidos com papel de alumínio adesivo e mantidos na sala climatizada com  $T = 21 \pm 2^\circ\text{C}$  e  $UR = 50 \pm 4\%$  (Figura 5.31).



**Figura 5.31 Procedimento para selagem dos prismas de retração autógena.**

- 2) Fez-se a determinação inicial da massa, numa balança digital, com capacidade para 4,8 kg e acurácia de 0,01g. Os corpos-de-prova foram pesados regularmente, a fim de se averiguar a perda de massa.
- 3) Efetou-se também a leitura do comprimento dos corpos-de-prova, conforme ASTM C 490: 2000, medindo-se manualmente a variação de comprimento dos prismas, numa base metálica dotada de um extensômetro com acurácia de milésimo de milímetro (0,001 mm), colocando os prismas na posição vertical (Figura 5.32).



**Figura 5.32** Procedimento para zerar o aparelho comparador e determinar a retração autógena, após a desforma.

- 4) Após as determinações de massa e de comprimento iniciais, as determinações seguintes foram feitas com periodicidade diária, nos primeiros 60 dias, passando-se a leituras semanais até 90 dias, quinzenais até 180 dias e mensais até 365 dias, aproximadamente.

#### **5.5.4** O cálculo para determinação da retração autógena

O cálculo da retração autógena ( $\varepsilon_{RA}$ ), já considerando a expansão autógena, foi feito somando a deformação da primeira etapa ( $\varepsilon_1$ ) mais a deformação da segunda etapa ( $\varepsilon_2$ ), descontando a deformação de origem térmica ( $\varepsilon_T$ ) mencionada anteriormente (Eq. 5.10). As variações de comprimento foram convertidas em deformação usando a Eq. 5.11 e Eq. 5.12.

$$\varepsilon_{RA} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_T$$

**Eq. 5.10**

$$\varepsilon_1 = \frac{(L_{ia} - L_{0a}) + (L_{ib} - L_{0b})}{G} \quad \text{Eq. 5.11}$$

$$\varepsilon_2 = \left( \frac{L_{jc} - L_{0c}}{G} \right) \quad \text{Eq. 5.12}$$

Onde:

$\varepsilon_1$  = deformação unidirecional, antes da desforma com corpo-de-prova selado.

$\varepsilon_2$  = deformação unidirecional, após a desforma com corpo-de-prova selado.

$L_{0a}, L_{0b}$ , = leituras iniciais nos extensômetros horizontais, no patamar de percolação

$L_{ia}, L_{ib}$ , = leituras nos extensômetros horizontais, no tempo i

$L_{0c}$  = leitura inicial no extensômetro acoplado à base de medida, após a desforma

$L_{jc}$  = leituras no extensômetro do aparelho comparador, no tempo j

G = Comprimento de referência para cálculo da deformação autógena livre

As leituras após a desmoldagem precisam ter uma amostragem maior devido a ajustes na montagem do ensaio (encaixe pino-base de medida), o que não ocorre quando o corpo-de-prova está na horizontal. A leitura inicial no extensômetro acoplado à base de medida ( $L_{0c}$ ), correspondeu à leitura média obtida numa amostragem de aproximadamente 15 leituras. Cada ponto da curva de retração versus idade correspondeu ao valor que melhor representou a tendência da curva, numa amostragem de 6 leituras por corpo-de-prova, em cada idade. Durante a fase de medição de variação de comprimento do corpo-de-prova na fase vertical, eventualmente é necessário descartar algum ponto da curva por se afastar substancialmente da tendência. Por isso, é importante que a frequência das leituras seja grande o suficiente para definir, com precisão, o comportamento da função de retração com o tempo.

$\varepsilon_T$  = deformação de origem térmica, devido à exotermia da reação de hidratação, dado pela expressão:

$$\varepsilon_T = \alpha \cdot \Delta T \quad \text{Eq. 5.13}$$

Onde:

$\alpha$  = coeficiente de expansão térmica do concreto, considerado constante e igual a  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , (JCI - *Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete*, 1999).

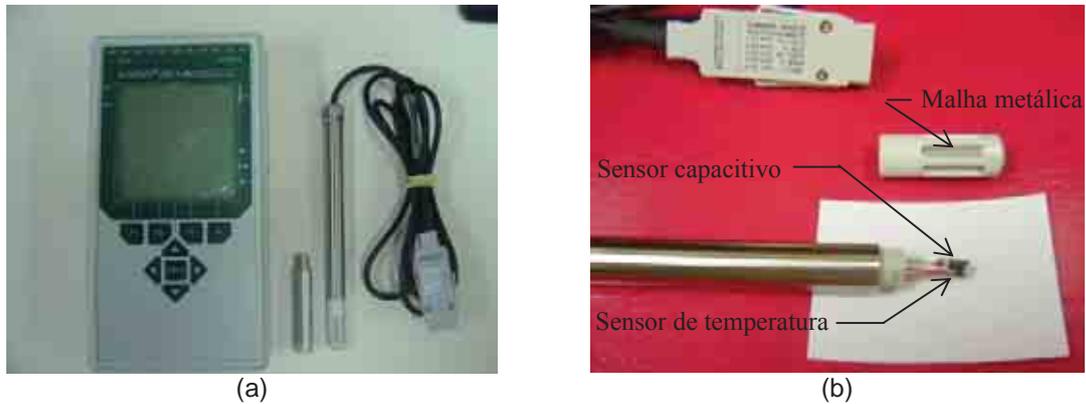
$\Delta T$  = gradiente de temperatura.

## 5.6 Umidade relativa interna

A autodessecação dos concretos (redução da umidade relativa interna) foi determinada usando-se um equipamento eletrônico (sonda capacitiva) para determinação da umidade relativa do ar, disponível comercialmente, com dois sensores independentes: um para determinação da umidade (sensor capacitivo) e o outro para determinação da temperatura (sensor NTC – negative thermo couple), fazendo-se algumas adaptações para o ensaio no concreto fresco. Na extremidade do equipamento, onde estão localizados os sensores, é rosqueada uma cápsula protetora, com mesmo diâmetro do equipamento (12 mm) e comprimento igual à 33 mm, com trechos vazados, revestida originalmente por um filtro de papel. O princípio de funcionamento do sensor capacitivo pode ser resumido da seguinte maneira: a variação da quantidade de água evaporável de um material é dada por uma variação da capacitância elétrica entre dois eletrodos implantados dentro do material, que modifica a frequência de ressonância de um oscilador ligado a esses eletrodos. Os dispositivos eletrônicos ficam dentro de um cilindro, em aço inoxidável, com diâmetro externo de 12 mm e comprimento de 160 mm. Os sinais elétricos recebidos pelos sensores são convertidos digitalmente para indicação da grandeza física e armazenados num sistema de aquisição de dados (*datalogger*), ligado por uma conexão serial, com entrada para 9 sondas monitoradas simultaneamente. O sistema permite a aquisição automática dos dados (Figura 5.33). Para o ensaio no concreto, o filtro de papel que reveste a cápsula foi substituído por uma malha metálica de 100 $\mu\text{m}$ , para proteger a entrada de partículas sólidas do concreto.

A determinação da umidade relativa interna foi feita para o concreto de referência C80 e a mistura com 2% de ARR. O ensaio foi realizado em corpos-de-prova prismáticos, *selados* (ou seja, impedidos de troca de umidade com o meio exterior), conservados em condições isotérmicas e com as mesmas dimensões utilizadas para determinação da retração autógena.

Como não há troca de água entre o corpo-de-prova e o meio exterior, a sonda permite determinar a diminuição da quantidade de água evaporável, devido à hidratação do cimento (para se transformar em água quimicamente ligada).



**Figura 5.33 (a) Sistema para aquisição automática da UR com datalogger e (b) detalhe dos sensores de umidade (capacitivo) e de temperatura (NTC).**

A determinação da UR interna do concreto, introduzindo-se o sensor capacitivo no concreto ainda fresco, faria com que a água entrasse na cavidade (entre a cápsula e o sensor), danificando-o. O sensor capacitivo foi colocado dentro do concreto, durante a moldagem, rosqueado numa cápsula de TPFE (politetrafluoretileno) com filtro de 50  $\mu\text{m}$ . Com essa abertura, o material permite apenas a passagem do vapor de água, impedindo a entrada do líquido. Porém, o ensaio completo não poderia ser feito dessa maneira, pois dentro da cápsula de TPFE se forma um micro-clima, fazendo com que a UR permanecesse elevada por um tempo bem superior, enquanto ao redor do concreto, a UR estaria mais baixa, falseando o resultado. O procedimento adotado foi fazer dois furos no concreto, durante a moldagem e introduzir em um deles a sonda+cápsula de TPFE e no outro furo, um tampão fabricado em aço inox, com mesmo diâmetro e rosca da sonda, introduzido no concreto com a cápsula vazada (Figura 5.34). Na região de contato entre a cápsula e o tubo de inox foi colocada uma borracha termo-retrátil, impermeável, para proteção adicional contra a entrada de água para a cavidade. Os fundos das cápsulas foram posicionados na metade da altura do corpo-de-prova, marcando-se a altura desejada na sonda e no tampão. Como os sensores são pequenos, o volume da cavidade entre os sensores e a cápsula é reduzido e o tempo de equilíbrio entre os vapores de pressão da cavidade e do concreto é diminuído.



**Figura 5.34 Configuração usada para a introdução da sonda e do tampão no concreto: (a) Sonda + cápsula de TPFE e tampão+cápsula vazada e (b) Detalhe da colocação na moldagem.**

Após o término da colocação da sonda e do tampão no concreto fresco, o molde foi envolvido por filme plástico e depois por fita adesiva de alumínio. Na face externa do corpo-de-prova, na região ao redor dos furos, foi colocado silicone, para melhorar a vedação. Decorrido 20 h da adição de água ao cimento, retirou-se o tampão do concreto e verificou-se que não havia água na cápsula vazada, concretada dentro do corpo-de-prova. Imediatamente desrosqueou-se a sonda capacitiva e introduziu-a no furo deixado pelo tampão, rosqueando-a na cápsula vazada, iniciando-se a determinação da UR interna do concreto. O tampão foi colocado no furo onde estava a sonda. A umidade relativa interna lida pelo sensor na cápsula vazada foi de 100% e não houve mais retirada da sonda até o término do ensaio. O ensaio foi realizado de modo contínuo, com leitura a cada 4h, desde UR igual à 100% até 142 dias, com a umidade relativa já estabilizada. Para cada mistura foram moldados dois corpos-de-prova, colocando-se um sensor em cada concreto. A curva de diminuição da UR interna no concreto correspondeu à média dos dois corpos-de-prova. (Figura 5.35).



Figura 5.35 (a) Corpo-de-prova selado com filme plástico e fita adesiva de alumínio na sala com  $T = 21^{\circ}\text{C}$  e (b) Sistema de aquisição automática da redução da UR e da temperatura interna do concreto.

## 5.7 Retração por secagem

O método da ASTM C 157 (1999) para medir a variação de comprimento em prismas não selados é útil para avaliar a evolução da retração total livre (Eq. 5.14) de concretos diferentes, devido a causas outras que forças aplicadas e variação de temperatura.

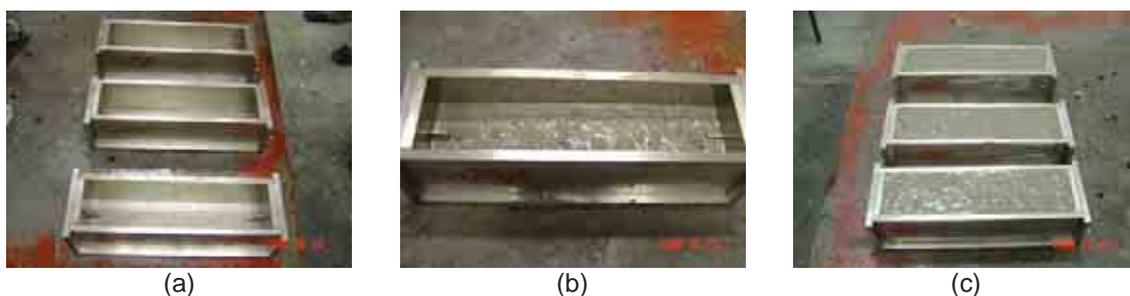
$$\epsilon_{\text{total}} = \epsilon_{\text{Secagem}} + \epsilon_{\text{autógena}} + \epsilon_{\text{térmica}} \text{ (calor de hidratação)} \quad \text{Eq. 5.14}$$

É importante saber a contribuição de cada parcela da equação, mas faz-se necessário ter em mente que:

- a retração por secagem varia em função da idade de início da determinação do ensaio, pois o concreto modifica sua estrutura de poros com o tempo, além de aumentar sua capacidade de resistir às tensões de tração, induzidas pela deformação;
- paralelamente, está ocorrendo retração autógena e retração térmica, devido ao calor de hidratação, embora esta última seja de duração curta e de magnitude pequena, em virtude das pequenas dimensões do corpo-de-prova e das condições isotérmicas da sala de ensaio. No ensaio em prismas, a temperatura do corpo-de-prova equilibrou com a temperatura da sala em até 48h.

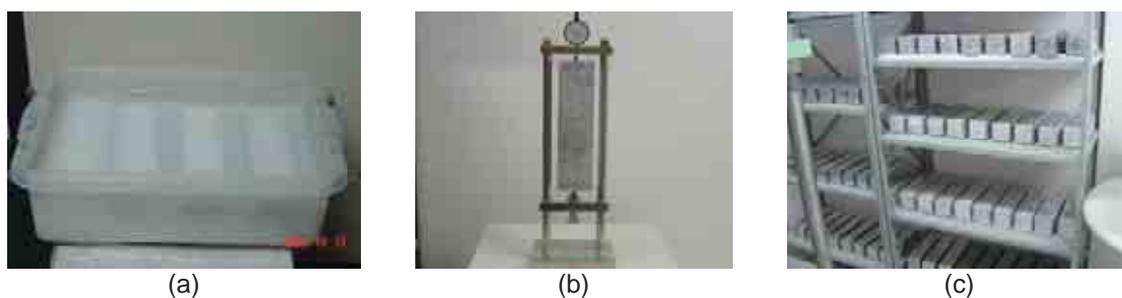
Nesta pesquisa, utilizou-se o procedimento de ensaio prescrito pela norma ASTM C 157 (1991) com modificação. O ensaio consistiu na produção dos concretos numa sala com temperatura controlada e moldagem de três corpos-de-prova prismáticos, adensados em duas camadas, provenientes de uma mesma amassada (Figura 5.36). Os prismas para este

ensaio tinham as mesmas dimensões usadas no ensaio de retração autógena (75mm x 75mm x 285mm), porém moldados posteriormente. Imediatamente após a moldagem, o concreto permaneceu em ambiente úmido até a idade 24 h, quando foi desformado e imediatamente colocado num recipiente submerso em água saturada com cal.



**Figura 5.36 – Moldagem e adensamento dos corpos-de-prova para retração por secagem: (a) moldes vazios mostrando o comprimento inicial entre as extremidades internas dos pinos metálicos (G); (b) e (c) adensamento da primeira e segunda camadas, respectivamente, em mesa vibratória.**

Depois de 30 minutos, foi retirado do recipiente, um de cada vez, enxuto com pano úmido, procedendo-se à leitura de referência no relógio comparador, correspondendo à deformação zero, dentro de uma sala com controle de temperatura ( $21 \pm 2$  °C). Em seguida, retornaram para o recipiente com água saturada de cal e permaneceram por 28 dias submersos (Figura 5.37).



**Figura 5.37 – Procedimentos de cura dos corpos-de-prova: (a) cura submersa em água saturada com cal por 28 dias; (b) leitura no relógio comparador e (c) cura ao ar, após cura submersa, numa sala com controle de umidade relativa e de temperatura ( $50\% \pm 2\%$  e  $21 \pm 2$  °C), até 365 dias.**

Decorrido esse período, procedeu-se à leitura final de cura no relógio comparador, na sala climatizada. Após a leitura de 28 dias de cura, os corpos-de-prova foram armazenados ao

ar, numa sala com controle de umidade relativa ( $50\% \pm 2\%$ ) e temperatura de  $21 \pm 2$  °C, com secagem nas 6 faces do prisma. Para cada corpo-de-prova foram realizadas leituras no relógio comparador até a idade de 365 dias. O cálculo da retração foi feito segundo a Eq. 5.12.

Pelo ensaio da ASTM C 157 (1991), com o início da secagem aos 28 dias, o incremento de deformação é a soma da retração autógena e de secagem, onde a contribuição da primeira é esperado que seja desprezível. Essa hipótese simplificadora é fundamentada no fato da retração autógena apresentar maior intensidade nas primeiras idades, diminuindo sua magnitude com o tempo. Muitas vezes se encontram na literatura técnica os resultados provenientes desse método de ensaio com a terminologia de *retração por secagem*, feito para fins de simplificação, embora seja sabido que há uma parcela de retração autógena embutida no resultado. Essa é a nomenclatura usada nesta pesquisa. É importante mencionar, também, que esse ensaio não considera a deformação autógena + térmica ocorrida nas primeiras 24 horas, já que a determinação se inicia após essa idade. Se a deformação térmica pode ser desprezível em função dos motivos mencionados, a retração autógena nesse período é de magnitude expressiva (Aïtcin, 1998).

Por fim, para um mesmo concreto, são diferentes os resultados de retração de um ensaio cuja secagem se iniciou no patamar de percolação e aos 28 dias. Por isso, nesta pesquisa, a retração por secagem não é igual à retração dos prismas selados menos a retração dos prismas com fita adesiva.

## 5.8 *Propriedades mecânicas e elásticas*

Os concretos foram produzidos numa sala com controle de temperatura ( $21 \pm 2$  °C), com constituintes também nessa temperatura.

### 5.8.1 *Resistência à compressão e curva tensão-deformação*

Os ensaios mecânicos para determinação (i) da resistência à compressão e da evolução da resistência, em função do tempo, nas idades de 1, 3, 7, 28, 90, 180 e 360 dias e (ii) da curva

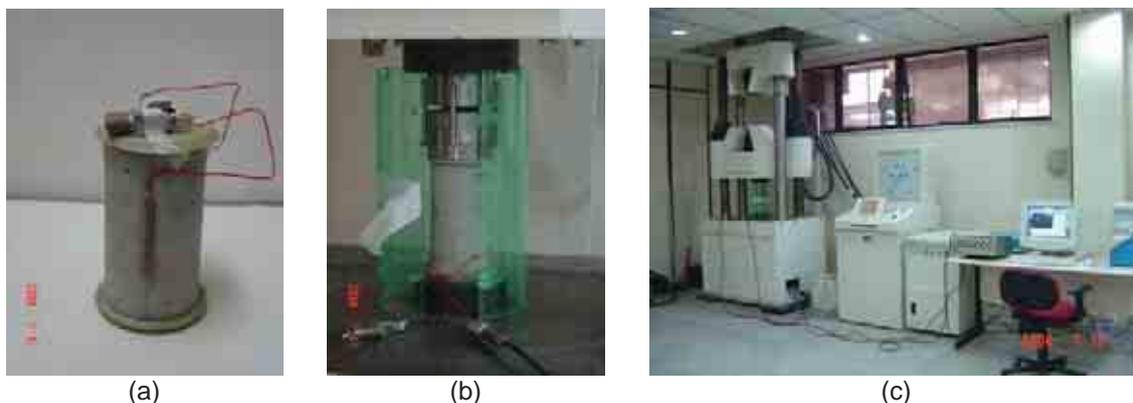
tensão-deformação (com 1, 3, 7, 28 e 90 dias de idade) foram realizados em corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões de 100mm x 200mm.

A moldagem e a cura foram realizadas de acordo com a NBR 5738/2003. Antes da moldagem, as formas passavam por uma triagem para verificar a ortogonalidade entre a base e as paredes, sendo descartadas as que não atendiam essa exigência. Os corpos-de-prova foram adensados numa mesa vibratória, em 2 camadas, durante 2 minutos cada. Após a moldagem, vibração e alisamento dos topos, os corpos-de-prova foram colocados numa superfície nivelada, em prateleiras de um carrinho móvel, envolto por uma manta de lã, umedecida com água, para minimizar a perda de água pela superfície exposta do concreto. Em seguida os topos dos corpos-de-prova foram novamente alisados com colher de pedreiro, anteriormente mergulhada em água para melhorar o acabamento da superfície. Após 24 horas, os corpos-de-prova foram desmoldados e, em seguida, conservados numa câmara úmida com UR = 100%, até a idade do ensaio. Alguns topos foram lixados logo após a desmoldagem, quando não estavam nivelados. Os corpos-de-prova com ruptura para 1 e 3 dias foram capeados no dia do ensaio. Os demais corpos-de-prova com idade de ruptura aos 7, 28, 90, 180 e 360 dias foram retirados da câmara úmida aos 3 dias de idade, capeados com uma mistura a base de enxofre líquido e retornaram para o mesmo local, até a idade da ruptura. Para resistência à compressão foram previstos 3 corpos-de-prova por idade, para cada concreto fabricado.

Os corpos-de-prova foram rompidos numa máquina de ensaio servo controlada, marca *Shimadzu*, modelo UH-F 1000 kN, segundo as prescrições da NRB 5739/94. A taxa de deslocamento usada para ensaiar os corpos-de-prova à compressão simples foi de 0,3 mm/min, correspondendo a um intervalo de tempo de cerca de 10 minutos. Segundo NEVILLE (1997), pode ser importante a relação entre a velocidade de deformação e a resistência, mas no intervalo de 2 a 20 minutos, é pequeno o aumento de deformação.

Foram previstas rupturas à compressão usando extensômetros elétricos de resistência, em alguns corpos-de-prova, na idade de 28 dias, para se obter a curva tensão-deformação dos concretos classe C60 e C80, com 0, 1 e 2 % de ARR. Também foram traçadas as curvas tensão x deformação do concreto de referência classe 80 (mistura C80\_0%) nas idades de 1, 3, 7, 28 e 90 dias, para avaliar a evolução do módulo de elasticidade em função do tempo.

Em cada corpo-de-prova submetido a esse ensaio, usaram-se dois extensômetros elétricos de resistência, marca *Kyowa*, tipo KC – 120 – A1 -11, colados em duas geratrizes diametralmente opostas do cilindro (Figura 5.38).



**Figura 5.38** Ensaio para determinar a curva tensão x deformação: (a) extensômetros elétricos colados no corpo-de-prova (100mm x 200mm) em duas geratrizes diametralmente opostas; (b) capa protetora contra a explosão do corpo-de-prova e (c) ensaio em andamento na prensa.

A velocidade da máquina e o tempo de ensaio foram os mesmos usados para o ensaio de compressão simples, registrando-se simultaneamente as cargas e as deformações. Os valores de carga e deformação foram armazenados num computador usando-se um sistema de aquisição de dados constituído por um condicionador ADS 2000 e um programa computacional AQDados, da empresa Linx. A curva tensão-deformação permitiu a determinação do módulo de elasticidade e da deformação axial de pico. Para o cálculo das deformações utilizou-se a média aritmética dos dois extensômetros. O módulo de elasticidade calculado foi o longitudinal, tangente à origem.

### **5.8.2 Resistência à tração direta e curva tensão-deformação**

É sabido que se pode reduzir o risco de fissuração do concreto diminuindo sua retração ou aumentando a capacidade resistente do material. Nesta pesquisa foi estudada a primeira alternativa, usando-se aditivo redutor de retração, que age diminuindo a retração do concreto por um processo químico, reduzindo a tensão superficial da água nos poros capilares. Porém, queria-se investigar se esse aditivo, na dosagem empregada, teria algum efeito prejudicial significativo na capacidade resistente do concreto. Por essa razão optou-se

por investigar a tração direta dos concretos, propriedade que melhor traduz sua capacidade de resistir aos esforços de tração.

A metodologia de ensaio adotada nesta pesquisa, para determinação da tração direta dos concretos, foi estabelecida a partir do procedimento desenvolvido por LEROY (descrita em PACELLI, 1997), no Laboratório de Concreto de FURNAS Centrais Elétricas S.A., em Goiânia e credenciado pelo INMETRO (Instituto Nacional de Metrologia). O dispositivo original de ensaio consiste de dois cilindros de aço (capacetes), dentro dos quais são encaixadas as molas circulares que prendem firmemente a base e o topo dos corpos-de-prova (seções de fixação dos capacetes). O sistema de fixação é tal que, à medida que o ensaio se processa, mais o dispositivo prende o corpo-de-prova, graças à geometria cônica das molas na face em contato com os corpos-de-prova. Os capacetes de aço são fixados às garras da prensa por barras de aço rosqueadas (Figura 5.39). O método de Leroy foi inicialmente desenvolvido para relação altura/diâmetro igual a 2 e pode ser aplicado para corpos-de-prova moldados ou para testemunhos extraídos (FARIAS *et al.*, 2003). Esses autores fazem uma revisão bibliográfica apresentando dispositivos para determinação da resistência à tração direta do concreto desenvolvido por outros pesquisadores.

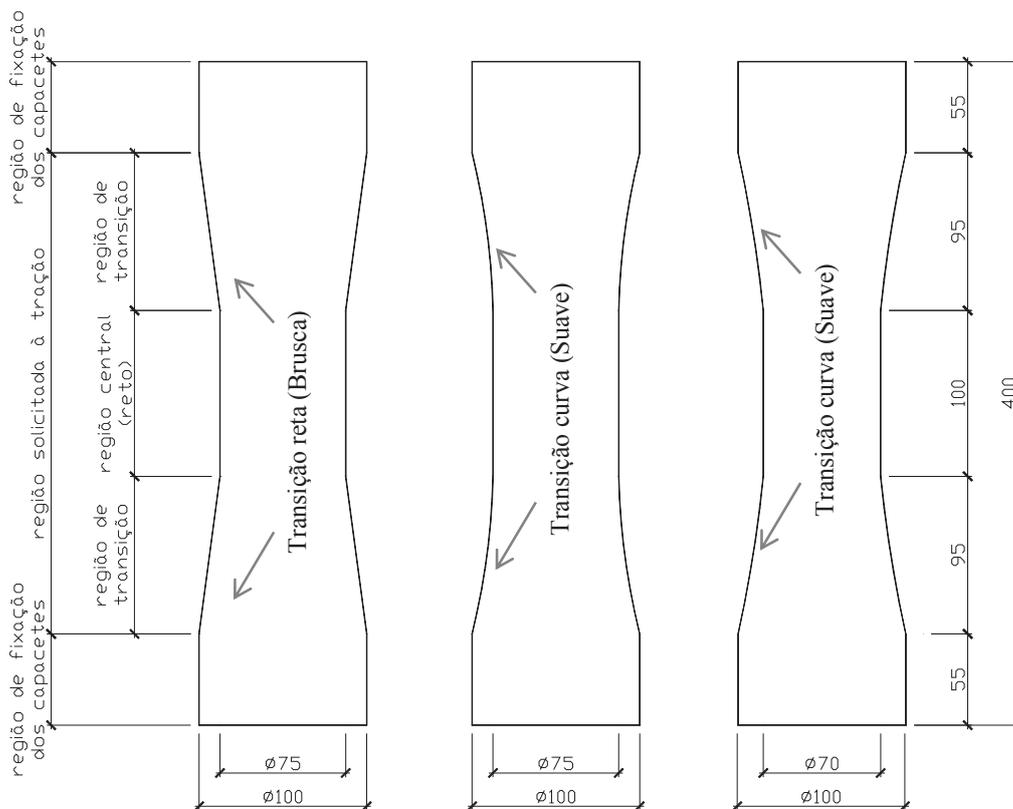


**Figura 5.39 - Dispositivos para ensaio de tração direta desenvolvido por LEROY (PACELLI *et al.*, 1997) e modificado na COPPE: (a) Os dois cilindros de aço (capacetes) e detalhe da mola circular para prender a base e o topo do corpo-de-prova; (b) conjunto de mola encaixada no interior do capacete, fixados às barras de aço rosqueadas, que se prendem às garras da prensa.**

A geometria cilíndrica, inicialmente usada para determinação da tração direta, foi substituída por uma seção em forma de “halteres”, com o intuito de minimizar o efeito da concentração de tensões na base e no topo do corpo-de-prova, enfraquecendo-o (RAFAEL,

1984; Van MIER e VLIET, 2002). Faz-se necessário o alinhamento do eixo do corpo-prova com o eixo da máquina de ensaio de modo a evitar qualquer excentricidade para não falsear o resultado.

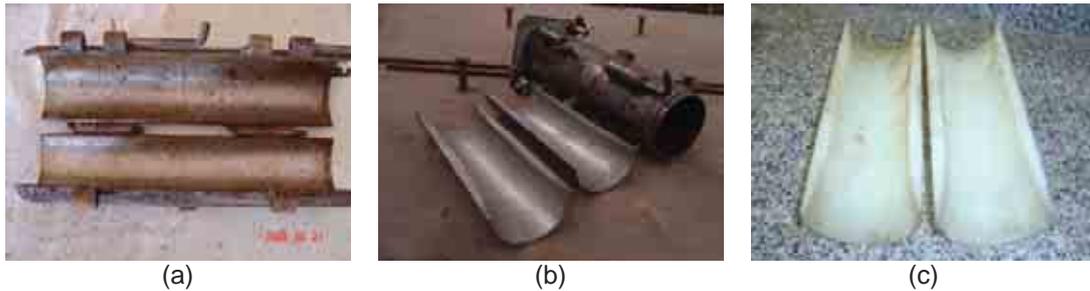
O comportamento dos concretos à tração direta foi determinado em corpos-de-prova com os três tipos de geometria na seção central usadas por VELASCO (2006). A Figura 5.40 apresenta um desenho esquemático das geometrias utilizadas.



**Figura 5.40 - Desenho esquemático das geometrias dos corpos-de-prova utilizadas para determinação da tração direta dos concretos: à esquerda, diâmetro da seção central igual a 75 mm e transição brusca (75B); no meio, diâmetro da seção central igual a 75 mm e transição suave (75S); à direita, diâmetro da seção central igual a 70 mm e transição suave (70S).**

Os corpos-de-prova possuem diâmetro igual a 100 mm nas seções extremas (seção de fixação dos capacetes metálicos) e variações geométricas diferentes na região solicitada à tração. A variação geométrica diz respeito (i) ao diâmetro adotado na região central do corpo-de-prova ( $d = 70$  mm e  $d = 75$  mm) e (ii) ao tipo de inclinação na transição entre a região de transição e a região central (Suave ou Brusca). Na moldagem dos corpos-de-

prova, usaram-se formas de aço cilíndricas de 100 mm x 400 mm, colocando-se um acessório no seu interior para alcançar a geometria e as dimensões desejadas. Esses acessórios foram fabricados em aço e em tecnil, especialmente para esse fim. A Figura 5.41 mostra o acessório introduzido nos moldes para reduzir a seção dos corpos-de-prova.



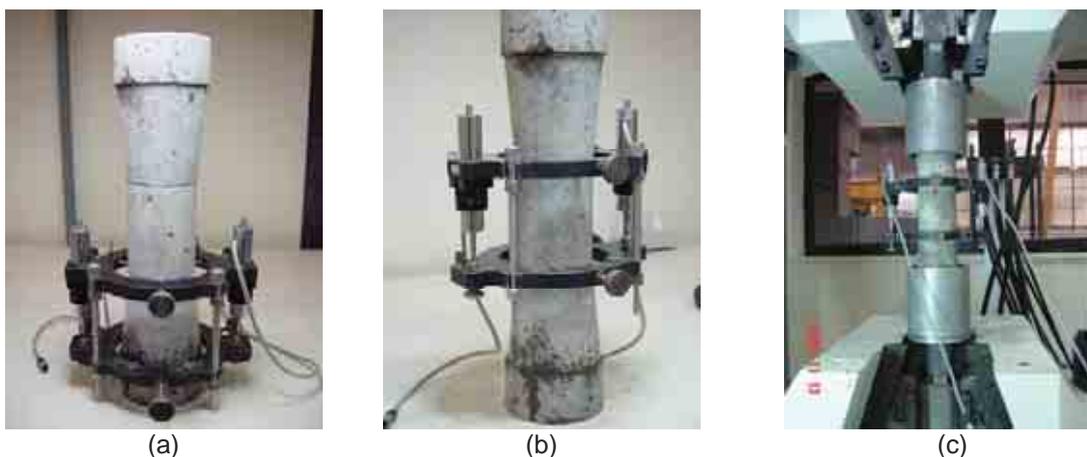
**Figura 5.41 - (a) molde cilíndrico para ensaio de resistência à tração; (b) Acessórios em aço colocado dentro dos moldes cilíndricos de 100 mm x 400 mm para se obter a geometria e as dimensões desejadas dos corpos-de-prova para ensaio de tração direta; (c) acessório em tecnil.**

VELASCO (2006) realizou um estudo de otimização da geometria do corpo-de-prova, usando o programa computacional DIANA versão 8.1 (DIsplacement ANAlisys), visando maximizar a ocorrência de ruptura na região central do corpo-de-prova, submetida à tração direta, ou seja, fugindo da ruptura nas regiões extremas (região de encaixe dos capacetes metálicos) e nas regiões de transição. Para tanto, a região central teve sua geometria reduzida de modo a direcionar a ruptura nesse intervalo. A análise em elementos finitos foi feita usando elementos de quatro nós, assimétricos, com esquema de carregamento e condições de contorno descritas em VELASCO (2006). A análise numérica em corpo-de-prova sem redução na região transversal mostrou a ocorrência de uma tensão máxima de tração nas seções extremas 134% superior à da região central, motivo pelo qual essa geometria foi descartada.

A geometria com redução brusca de seção foi analisada para o diâmetro no centro de corpo-de-prova de 75 mm (75B). Observou-se que a tensão máxima ocorria na transição com valor de 72% superior ao da tensão observada na região central, resultado que correspondeu aos resultados experimentais. A geometria com redução suave entre as regiões de transição e a região central (75S) apresentou resultados bastante satisfatórios, apesar da ocorrência de

uma concentração de tensões pequena na transição. A tensão máxima observada foi de apenas 4% superior à tensão na região central. A terceira e última geometria adotada teve seu diâmetro reduzido para 70 mm, mantendo a redução suave (70S), pois a pesquisadora cogitou a possibilidade da diferença entre o diâmetro da região central, e um ponto imediatamente posterior, não estar sendo suficiente grande para direcionar a ruptura para a região central, submetida à tração direta.

O ensaio de tração direta foi realizado aquisitando-se os resultados de carga e de deslocamento simultaneamente, com controle de deslocamento do travessão a uma velocidade de 0,3 mm/min. Os deslocamentos axiais foram aquisitados usando-se dois transdutores elétricos de deslocamento acoplados longitudinalmente, em anéis fixos na região central do corpo-de-prova (Figura 5.42), com base de medida igual a 100 mm. Os dados de deslocamento axial e de carga, de cada corpo-de-prova, foram armazenados num computador usando-se um sistema de aquisição de dados constituído por um condicionador ADS 2000 de 16 bits e um programa computacional AQDados, da empresa Lynx. A aquisição de carga e deslocamento axial permitiu a determinação da curva tensão-deformação, da resistência à tração e da deformação axial de pico. A deformação axial foi determinada pela média da leitura dos dois transdutores elétricos. A partir da curva tensão-deformação foi determinado o módulo tangente na origem de cada corpo-de-prova.



**Figura 5.42 - Transdutores elétricos de deslocamento com base de leitura igual à 100 mm: (a) marcação da região central do corpo-de-prova (b) fixação dos anéis na região central com os transdutores acoplados longitudinalmente (c) detalhe da montagem do ensaio.**

Os corpos-de-prova foram moldados nos respectivos moldes e adensados numa mesa vibratória em três camadas, por 2 minutos cada (Figura 5.43). O procedimento de cura foi o mesmo adotado para os corpos-de-prova cilíndricos para ensaio de compressão (item 5.8.1)



**Figura 5.43 - (a) molde com acessório em tecnil antes da moldagem; (b) moldes com tecnil durante o adensamento em mesa vibratória.**

A resistência à tração direta foi calculada pela equação Eq. 5.15

$$f_{ct} = \frac{F}{A} \quad \text{Eq. 5.15}$$

Onde:

$f_{ct}$  = resistência à tração direta, em MPa

F = força aplicada, em N

A = área da seção transversal do corpo-de-prova onde ocorreu a ruptura, em mm

### **5.8.3 Tração por compressão diametral**

A título de comparação, foram rompidos alguns exemplares cilíndricos à tração por compressão diametral, para os concretos de referência C60 e C80. O ensaio foi realizado segundo as prescrições da NBR 7222 (1994)

A moldagem, o adensamento e a cura teve o mesmo procedimento adotado nos cilindros para compressão axial (seção 5.8.1).

## 5.9 Propriedades térmicas

O conhecimento das propriedades térmicas do concreto é de fundamental importância para a estabilidade térmica e para controlar a dissipação do calor gerado durante o processo de hidratação, já que a reação é termo-ativada. As variações volumétricas geradas pelas deformações térmicas, devido aos diferenciais de temperatura, podem levá-lo à fissuração, se for ultrapassada a sua capacidade de deformação ou sua resistência à tração, quando do seu resfriamento. Os ensaios de propriedades térmicas (elevação adiabática da temperatura, calor específico, difusividade térmica e coeficiente de expansão térmica) foram realizados nas misturas C80\_0 e C80\_2.

### 5.9.1 Elevação adiabática da temperatura

A elevação adiabática da temperatura do concreto é a elevação da temperatura do concreto causada pelo calor gerado na hidratação do cimento, em condições adiabáticas, isto é, sem troca de calor com o ambiente (PACELLI *et al.*, 1997). O procedimento de ensaio foi realizado segundo a metodologia constante em PACELLI *et al.* (1997) e na NBR 12819 (1993).

A determinação da elevação adiabática da temperatura do concreto foi realizada em um calorímetro adiabático de água, do Laboratório de Estruturas do PEC/COPPE/UFRJ. O calorímetro adiabático possui um tanque de banho com capacidade para 2000 litros, molde metálico para moldagem do corpo-de-prova de 200 litros, com tampa acoplada à tampa do tanque de banho, sistema de refrigeração, sistema de aquecimento e um painel de controle de temperatura (Figura 5.44).

O tanque de banho é um recipiente metálico com uma parede dupla de 100mm de espessura, contendo um material isolante entre elas. O sistema de refrigeração é composto por um tanque de aço, uma unidade de refrigeração com solução anti-congelante, bombas de sucção, serpentinas de cobre e termostatos. O sistema de aquecimento é composto por resistências elétricas para aquecimento da água. Os sistemas de refrigeração e aquecimento são acionados por uma controladora automática de temperatura, de modo a manter a temperatura da água (onde fica submerso o molde + corpo-de-prova) semelhante à

temperatura do corpo-de-prova, com uma precisão de  $0,1^{\circ}\text{C}$  (Figura 5.44). O calorímetro possui termômetros para leitura das temperaturas do corpo-de-prova de concreto (em um orifício central) e da água do reservatório, em três níveis de altura. O calorímetro possui, também, agitadores para ajudar a uniformizar a temperatura da água do reservatório, quando as serpentinas ou as resistências são acionadas.

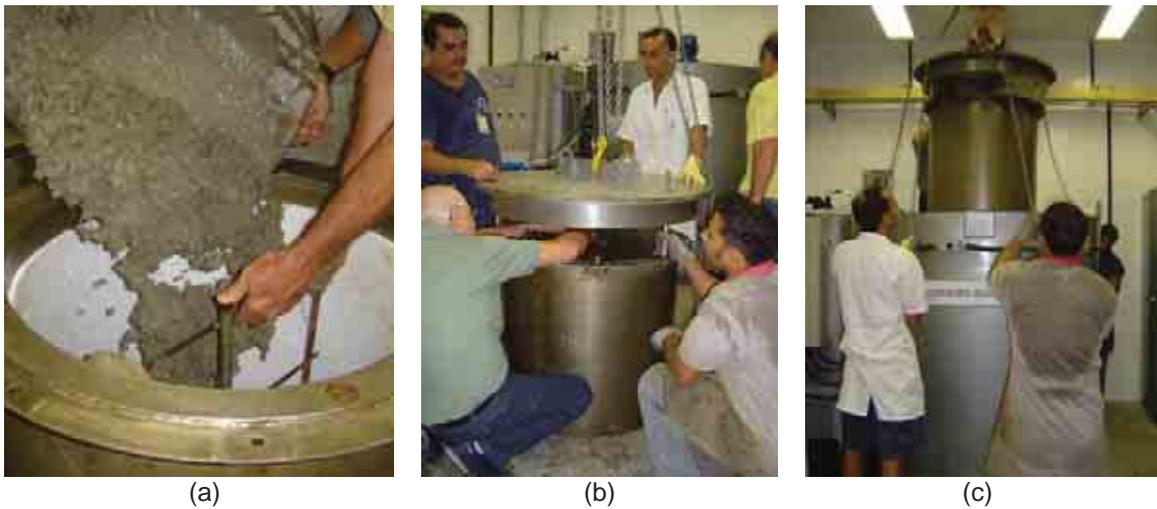


**Figura 5.44 - Calorímetro adiabático da temperatura. (a) painel de controle de temperatura, à esquerda e tanque de banho, à direita; (b) interior do tanque de banho com água.**

A determinação da elevação adiabática da temperatura foi realizada em um corpo-de-prova cilíndrico, com 65 cm de diâmetro e aproximadamente 65 cm de altura, introduzido (molde + concreto) no tanque, imediatamente após o término da moldagem até a estabilização da temperatura do concreto, normalmente aos 28 dias. A condição adiabática é conseguida uma vez que não há gradiente térmico entre o corpo-de-prova e a água ao seu redor, que cause troca de calor. A colocação do corpo-de-prova no calorímetro é feita com uma ponte rolante que içava o conjunto molde + concreto + tampa do banho (Figura 5.45).

Após o fechamento do calorímetro, foi feita a colocação dos termômetros no centro do corpo-de-prova e na água do banho, ambos com resolução de  $0,1^{\circ}\text{C}$  (Figura 5.46).

Durante a execução do ensaio, o aquecimento do corpo-de-prova, provocado pela reação de hidratação, foi equilibrado pelo acionamento automático das resistências elétricas, feita pelo sistema de controle do calorímetro.



**Figura 5.45 - Molde para determinação da elevação adiabática do concreto. (a) moldagem do corpo-de-prova com guia central para colocação do termômetro e armação para facilitar sua retirada na desmoldagem, (b) vedação do molde acoplado à tampa do tanque de banho (c) içamento do conjunto para dentro do calorímetro.**



**Figura 5.46 –Fechamento do calorímetro e colocação dos termômetros.**

As temperaturas da água e do corpo-de-prova, bem como a idade do ensaio, foram monitoradas por um programa computacional. A partir desses dados foi calculada a elevação adiabática da temperatura do concreto (Eq. 5.16).

$$E_a = T_f - T_i \quad \text{Eq. 5.16}$$

Onde:

- $E_a$  = Elevação adiabática da temperatura do concreto, em °C;  
 $T_i$  = Temperatura inicial do concreto, em °C;  
 $T_f$  = Temperatura final do concreto, em °C

### 5.9.2 Calor específico

Calor Específico é a quantidade de calor requerida para elevar de 1°C a temperatura de uma massa unitária de material, expresso em: J/kg.K ou cal/g.°C (PACELLI *et al.*, 1997). Este ensaio foi realizado no calorímetro para determinação do calor específico do concreto, do Laboratório de Estruturas do PEC/COPPE/UFRJ, segundo as prescrições da NBR 12817 (1993) e de PACELLI *et al.* (1997).

O calorímetro é constituído por um painel de comando automático das operações de ensaio (Figura 5.47 a), um recipiente interno cilíndrico, de aço, com tampa, onde é colocado o corpo-de-prova imerso em água, e outro recipiente externo, cilíndrico, também com tampa, que possibilita o isolamento térmico do sistema. Também fazem parte do equipamento um termômetro, do tipo PT 100, com resolução de 0,01°C com leitura digital, para medir a temperatura do corpo-de-prova; um aquecedor de resistência elétrica de imersão, colocado no furo central do corpo-de-prova para fornecer calor; um agitador de bronze, com hélice, ligado a um motor elétrico, para homogeneização da água, e um watímetro, para medir a quantidade calor necessária para elevar a temperatura do corpo-de-prova. O corpo-de-prova permaneceu na câmara úmida desde a desmoldagem (com 24h) até a idade do ensaio, aos 28 dias. O corpo-de-prova de concreto, com dimensões de 200 mm de diâmetro e 400 mm de altura, foi pesado e imerso em água no recipiente interno do calorímetro (Figura 5.47b). No centro do corpo-de-prova tem um orifício de 38 mm de diâmetro onde é colocado o aquecedor elétrico de imersão (Figura 5.47 c), ligado a um motor elétrico, que eleva a temperatura do corpo-de-prova e da água que o circunda. A água circula pelo corpo-de-prova e, em torno dele, graças a um agitador com hélice na extremidade (Figura 5.47 d e Figura 5.47e). A temperatura de ensaio foi medida por um termômetro inserido no interior do recipiente (Figura 5.47e e g) e a quantidade de calor para elevar a temperatura do corpo-de-prova é obtida por um watímetro (Figura 5.47h).



**Figura 5.47 - Ensaio de calor específico do concreto: (a) calorímetro e painel de comando; (b) corpo-de-prova de concreto sendo introduzido no recipiente interno do calorímetro; (c) colocação do aquecedor de imersão no furo central do corpo-de-prova; (d) Suporte do agitador da água para homogeneização da temperatura; (e) tampa do recipiente interno e colocação do termômetro; (f) Isolante térmico (paina) sobre a tampa do recipiente interno; (g) colocação da tampa do recipiente externo e leitura da temperatura do termômetro; (h) watímetro e (i) molde metálico do corpo-de-prova com furo central.**

O ensaio foi realizado em dois corpos-de-prova, provenientes de uma mesma betonada, com três determinações, com temperaturas variando de 25°C a 55°C, uma vez que o calor específico varia com a temperatura do concreto. De posse do calor específico em diferentes temperaturas, estabeleceu-se a equação do calor específico em função da temperatura.

O calor específico do concreto é igual ao total do calor fornecido (energia cedida), menos o calor necessário para elevar a temperatura da água e do calorímetro, menos a perda de calor do calorímetro, dividido pelo produto da elevação da temperatura pela massa do corpo-de-prova (Eq. 5.17).

$$C = \frac{E_{cp}}{m \cdot \Delta T} \quad \text{Eq. 5.17}$$

Onde:

C = calor específico do concreto (cal/g.°C ou J/g.°C);

E<sub>cp</sub> = Energia absorvida pelo corpo-de-prova;

m = massa do corpo-de-prova e

ΔT = variação de temperatura de ensaio.

Os cálculos de calor específico do concreto foram realizados para duas situações. A primeira para a condição saturado com superfície seca (SSS), com os dados obtidos nos ensaios. Nessa situação, o calor específico atinge valor máximo, devido ao acréscimo de umidade. A segunda para a condição 20% SSS, aplicando-se a Eq. 5.18, proposta por WHITING, LIVIN e GOODWIN (*apud* PACELLI *et al.*, 1997), que correlaciona o calor específico do concreto e o grau de saturação.

$$C = \frac{C_{SSS} + h_{SSS}(h - 1)}{1 + h_{SSS}(h - 1)} \quad \text{Eq. 5.18}$$

Onde:

C = calor específico do concreto para qualquer teor de umidade (cal/g.°C ou J/g.°C);

C<sub>SSS</sub> = calor específico do concreto para a condição saturada com superfície seca (SSS);

h<sub>SSS</sub> = teor de umidade na condição SSS, ou seja, a absorção;

$h$  = teor de umidade expresso como fração da condição SSS. Segundo WHITING, LIVIN e GOODWIN (*apud* PACELLI *et al.*, 1997), para a maioria das aplicações práticas,  $h = 20\%$ .

### 5.9.3 Difusividade térmica

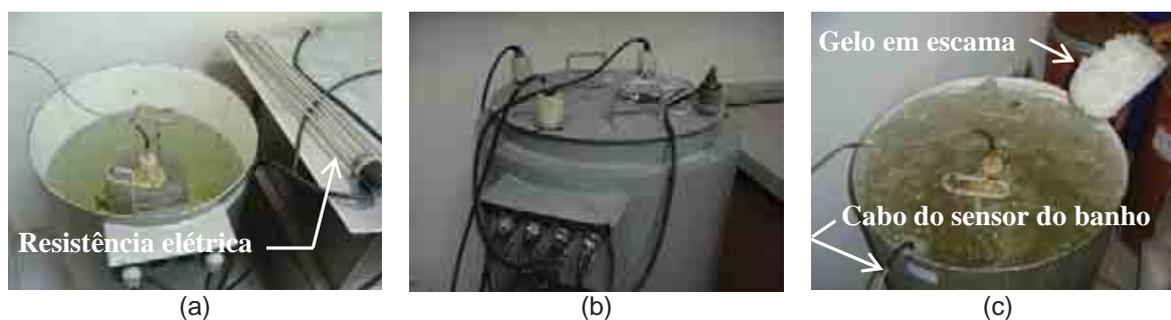
Difusividade térmica do concreto é a propriedade que expressa a capacidade de difusão do calor em todas as direções e indica a facilidade com que o concreto suporta variações de temperatura (PACELLI *et al.*, 1997). É expressa em  $m^2/\text{dia}$ . Este ensaio foi realizado nos tanques de aquecimento e de resfriamento do Laboratório de Estruturas do PEC/COPPE/UFRJ, segundo as prescrições da NBR 12818 (1993) e de PACELLI *et al.* (1997).

A determinação da difusividade do concreto foi realizada em corpos-de-prova cilíndricos, com 200 mm de diâmetro e 400 mm de altura. O corpo-de-prova possui um orifício central de  $10 \pm 1$  mm de diâmetro, desde um dos topos até a metade da sua altura, para introdução do sensor do termômetro (Figura 5.48 a e b). No topo do corpo-de-prova, ao redor do orifício onde passa o cabo do sensor, colocou-se um tubo de PVC para isolar o contato com a água do tanque. Em seguida, aplicou-se uma camada de gesso de pega rápida ao tubo de PVC, para fixá-lo ao corpo-de-prova (Figura 5.48 c).



**Figura 5.48 - Ensaio de difusividade do concreto: (a) Molde metálico; (b) Corpo-de-prova com orifício no centro e (c) tubo de PVC e gesso para isolar o contato da água.**

A aparelhagem para o ensaio consiste de um tanque para aquecimento (com resistências elétricas) e um tanque para resfriamento, ambos com termômetro do tipo PT 100, digital, para medir a temperatura dos banhos e de uma braçadeira para manuseio do corpo-de-prova (Figura 5.49 a). O ensaio foi realizado nas temperaturas de 20°C e 40°C, para cada corpo-de-prova. Após a desmoldagem, realizada com 24 h, os corpos-de-prova permaneceram na câmara úmida até a idade de realização do ensaio, realizado aos 28 dias. O resultado do ensaio para cada temperatura é a média de dois corpos-de-prova, provenientes de uma mesma betonada. Para o ensaio à temperatura de 40°C, o corpo-de-prova foi aquecido no tanque de aquecimento até que a temperatura no centro do corpo-de-prova tenha se estabilizado com a temperatura do banho. Para o ensaio à temperatura de 20°C, o corpo-de-prova ficou imerso em água, na sala com temperatura controlada de  $21 \pm 1$  °C, até a estabilização da temperatura (mínimo de 12h). Em seguida, o corpo-de-prova foi transferido, imediatamente, para o tanque de resfriamento, situado dentro da sala de 4°C. Tanto no tanque de aquecimento como no de resfriamento, a água circula continuamente, durante todo o ensaio, com injeção de ar, para homogeneização da água. A água do tanque de resfriamento foi mantida em temperatura constante, próxima à da sala, colocando-se gelo em escama, em intervalos de tempo frequentes (Figura 5.49 c).



**Figura 5.49 - Ensaio de difusividade do concreto: (a) corpo-de-prova, imerso em água, com sensor do termômetro no seu interior, dentro do tanque de aquecimento; (b) tanque para aquecimento com resistências elétricas e termômetros (do banho e do CP) e (c) corpo-de-prova no tanque de resfriamento.**

O ensaio forneceu a curva de resfriamento do corpo-de-prova, desde a temperatura inicial até a temperatura de estabilização relativamente à do tanque de resfriamento. As temperaturas foram registradas em intervalos de 2 a 5 minutos, pelo sensor do termômetro PT 100, com resolução de 0,01°C, colocado no interior do corpo-de-prova.

#### 5.9.4 Coeficiente de expansão térmica

Coeficiente de dilatação térmica ( $\alpha$ ) é a variação linear de comprimento unitário, causada por uma variação unitária de temperatura (PACELLI *et al.*, 1997). É expresso normalmente em deformação específica ( $\times 10^{-6}$ ), por °C.

O ensaio foi realizado segundo as prescrições da NBR 12815 (1997) e de PACELLI *et al.* (1997). A determinação foi feita com dois corpos-de-prova cilíndricos com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, provenientes de uma mesma betonada, usando-se extensômetros tipo Carlson, embutidos no interior do corpo-de-prova (Figura 5.50a). Com 24 horas, os corpos-de-prova foram desmoldados e imediatamente envolvidos com camadas de filme PVC e fita adesiva de alumínio, para não haver perda de umidade (Figura 5.50 b e c). Os corpos-de-prova foram mantidos na sala de 20°C, até completar a data de ensaio, realizada aos 28 dias.



**Figura 5.50 - Ensaio de coeficiente de dilatação térmica do concreto: (a) fixação do extensômetro no molde cilíndrico; (b) e (c) envolvimento do corpo-de prova com filme PVC e fita adesiva de alumínio, respectivamente**

O ensaio foi realizado em salas com controle de temperatura controladas em 40°C, 20°C e 4°C (Figura 5.51).

Inicialmente foi feita uma leitura de origem na sala de 20°C. Em seguida, os corpos-de-prova foram transferidos para a sala de 40°C onde foram feitas 3 leituras diárias até que a temperatura dos corpos-de-prova se estabilizasse com a dessa sala (em torno de 72 h). Os

corpos-de-prova retornaram para a sala de 20°C, repetindo-se o procedimento de três leituras diárias até a estabilização, quando foram transferidos para a sala de 4°C. Após a estabilização da temperatura em torno de 4°C, retornaram novamente para a sala de 20°C procedendo-se às leituras e concluindo o ensaio.



**Figura 5.51 - Ensaio de coeficiente de dilatação térmica do concreto: (a) salas com controle de temperatura e (b) ponte de leitura para medição das temperaturas e das deformações.**

O coeficiente de dilatação térmica linear do concreto é dado pela expressão (Eq. 5.19):

$$\alpha = \frac{\varepsilon_q - \varepsilon_f}{T_q - T_f} \quad \text{Eq. 5.19}$$

Onde:

- $\alpha$  = coeficiente de dilatação térmica linear ( $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ );
- $\varepsilon_q$  = deformação linear específica calculada a partir da leitura de origem estabilizada ( $\times 10^{-6}$ );
- $\varepsilon_f$  = deformação linear específica calculada a partir das leituras do extensômetro na sala de ensaio ( $\times 10^{-6}$ );
- $T_q$  = temperatura registrada pelo termômetro no corpo-de-prova, na origem do ensaio ( $^{\circ}\text{C}$ );
- $T_f$  = temperatura registrada pelo termômetro no corpo-de-prova, na sala de ensaio ( $^{\circ}\text{C}$ ).

## Resumo do capítulo 5

Os materiais constituintes, empregados para fabricação dos concretos, foram cimento CP V, sílica ativa, areia lavada de rio, agregado graúdo granítico graduação 22 mm, superplastificante étercarboxilato e ARR base glicol, especialmente desenvolvido por síntese química, em laboratório, para realização dessa pesquisa.

Os concretos de referência dessa pesquisa (C80 e C60) foram feitos a partir de traço produzido e otimizado anteriormente pela autora, com ajustes necessários em função dos novos materiais constituintes e das condições estabelecidas nesta pesquisa. Aos concretos de referência, foram adicionados 1% e 2% de aditivo redutor de retração (ARR), para avaliar sua influência na retração autógena e na retração por secagem, nas propriedades reológicas, mecânicas, elásticas e térmicas. Após a fabricação dos concretos de referência desta pesquisa, compararam-se os resultados obtidos experimentalmente com os valores estimados, empregando-se o programa computacional Betonlab pro2<sup>®</sup> (SEDRAN e DE LARRARD, 2000), desenvolvido a partir do modelo de empacotamento compressível, proposto por De LARRARD e colaboradores (DE LARRARD, 1997).

Todos os concretos foram fabricados no laboratório de estruturas do PEC/COPPE/UFRJ, numa sala climatizada a  $21 \pm 2$  °C. No estado fresco, foram realizados ensaios usando reômetro BTRHEOM, desenvolvido no LCPC (França) (DE LARRARD *et al.*, 1997), para a determinação dos parâmetros que caracterizam as leis de fluxo do concreto fresco. Ainda no estado fresco foram realizados ensaio de consistência do concreto, utilizando o cone de Abrams (NBR 7223, 1992), ensaio de teor de ar, pelo método pressométrico (NBR NM 47, 2002) e ensaio de patamar de percolação, pelos métodos do pulso ultra-sônico (NBR 8802, 1991) e da curva calorimétrica (usando termopares embutidos no concreto). O resultado do ensaio do patamar de percolação, pelo método da velocidade de pulso ultra-sônico, balizou o início da determinação da retração autógena dos concretos. A retração autógena foi realizada em concretos usando prismas selados, com dimensões de 75 mm x 75 mm x 285 mm, de acordo com o método proposto pelo JCI - Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete, 1999 e pela ASTM C 490 (2000), descontando-se a retração de origem térmica, causada pelo calor de hidratação. Também foi determinada a retração por secagem, após 28 dias de cura submersa em água com cal, utilizando prismas com as mesmas dimensões usadas para a retração autógena, numa sala com controle de umidade ( $50\% \pm 4\%$ ) e controle de temperatura ( $21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ ), segundo a ASTM C 157 (1991). É importante frisar que, com o início da secagem aos 28 dias, o incremento de deformação, que está se determinando, é a soma da retração autógena e da retração por secagem, onde a contribuição da primeira é esperado que seja desprezível. Essa hipótese simplificadora é fundamentada no fato da retração autógena apresentar maior intensidade nas primeiras idades, diminuindo sua magnitude com o tempo.

Muitas vezes se encontra, na literatura técnica, os resultados provenientes desse método de ensaio com a terminologia de retração por secagem (nomenclatura usada nesta pesquisa), feito para fins de simplificação, embora seja sabido que há uma parcela de retração autógena embutida no resultado. Os ensaios mecânicos realizados foram resistência à compressão simples (NBR 5738, 2003), em corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm, submetidos a cura úmida e capeados com enxofre, nas idades de 1, 3, 7, 28, 90, 180 e 360 dias e resistência à tração direta, determinada em corpo-de-prova em formato de halteres, nas idades de 1, 3, 7, 28 e 90 dias. Foram previstas rupturas à compressão usando extensômetros elétricos de resistência, para obtenção da curva tensão-deformação e, por conseqüência, o módulo de elasticidade do concreto. O ensaio de tração foi realizado aquisitando-se os

resultados de carga e de deslocamento, simultaneamente, usando-se transdutores elétricos de deslocamento, o que permitiu também a determinação da curva tensão-deformação.

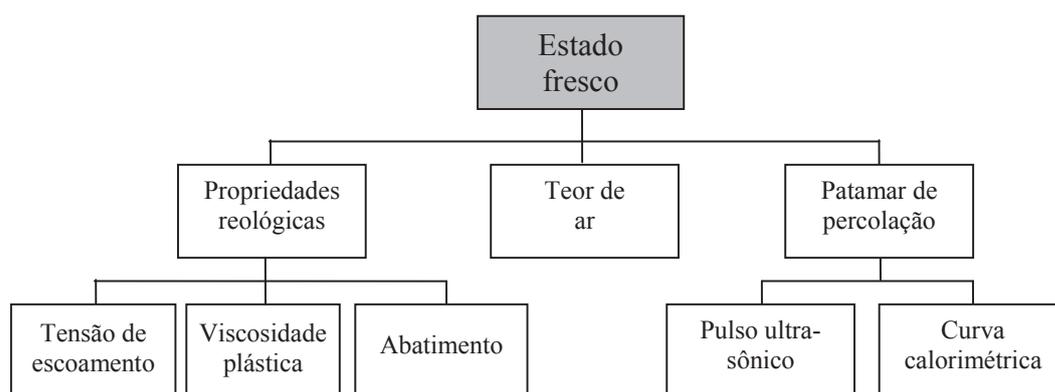
Complementa o programa experimental a realização dos ensaios para determinação das propriedades térmicas do concreto, a saber, a elevação adiabática (NBR 12819, 1993), calor específico (NBR 12817, 1993), difusividade térmica (NBR 12818, 1993) e coeficiente de expansão linear (NBR 12815, 1993).

“Meu fumo é minha viola  
Você é minha droga  
Paixão e carnaval  
Meu bem, meu bem, meu mal”

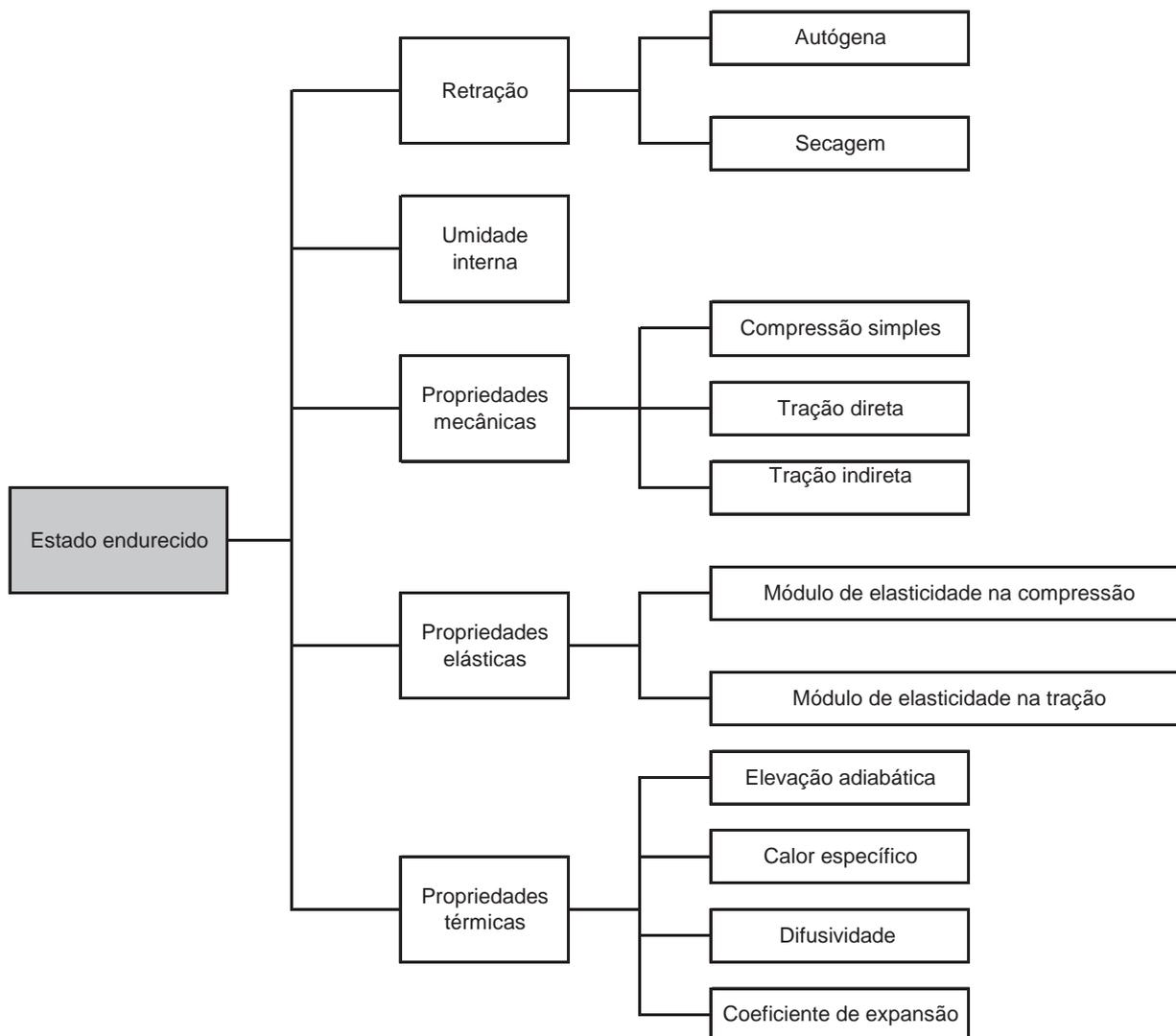
(*Meu bem meu mal*)  
Caetano Veloso

## 6 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

Para os concretos fabricados nesta pesquisa, cujas composições e parâmetros de mistura se encontram na Tabela 5.13 (seção 5.2.6), foram realizados diversos ensaios para avaliar a influência do aditivo redutor de retração, tanto no estado fresco quanto no estado endurecido, conforme mostrado na Figura 6.1 e na Figura 6.2. A seguir são apresentados os resultados desses ensaios. Finaliza este capítulo a comparação entre os resultados experimentais e os teóricos calculados pelo programa computacional Betonlab Pro2<sup>®</sup> (SEDRAN e DE LARRARD, 2000), a partir do Modelo de Empacotamento Compressível de De LARRARD (1999), para os concretos de referência, uma vez que o programa não prevê a o uso de aditivo redutor de retração.



**Figura 6.1 - Ensaios realizados nos concretos estudados para avaliar a influência do aditivo redutor de retração no estado fresco.**



**Figura 6.2 – Ensaios realizados nos concretos estudados para avaliar a influência do aditivo redutor de retração no estado endurecido.**

### 6.1 Propriedades reológicas

Os resultados de reologia dos concretos (tensão de escoamento, viscosidade e abatimento) estão divididos em três itens. Primeiramente são apresentados os resultados reológicos dos concretos C80, seguido dos resultados dos concretos C60. Depois é feita uma comparação entre os resultados dos dois concretos.

Os resultados de tensão de escoamento e de viscosidade foram calculados a partir dos valores de torque e de velocidade de rotação, determinados por uma técnica adequada para avaliação do comportamento reológico de concretos, usando o reômetro BTRHEOM, cuja metodologia está descrita em 5.4.1.

Foram realizados pelo menos dois ensaios reológicos para cada um dos concretos investigados, nos dois intervalos de tempo estudados. Porém, muitas vezes ocorreu de algum ensaio ser descartado: (1) pelo fato dos resultados de torque e velocidade de rotação, das duas séries, apresentarem-se muito dispersos, afastando-se substancialmente dos modelos estudados (Bingham e Herschel-Bulkley), ou (2) pelo fato do resultado de tensão de escoamento ter sido negativo, ou (3) por ter ocorrido algum erro durante a execução do ensaio, tais como saída do selo interno ou externo. Foram descartados também os resultados reológicos dos concretos produzidos com constituintes armazenados na sala de 4 °C, pois a reologia foi modificada pela variação da temperatura. Essas misturas foram avariadas e não são apresentadas no estudo, razão pela qual alguns concretos apresentam apenas um resultado reológico. Os concretos que apresentam mais de dois resultados é devido ao fato de terem sido realizados mais ensaios reológicos, aproveitando a sobra de concreto durante a moldagem de corpos-de-prova para realização de outra propriedade.

Outras vezes ocorreu de apenas uma das séries apresentar boa correlação com os modelos reológicos estudados. Nesta situação, os resultados das duas séries são apresentados, embora somente o resultado de uma das séries tenha sido empregado para cálculo das propriedades reológicas. A outra série descartada é mostrada nas tabelas, escrita em cor mais clara, para ser facilmente identificada. Nas misturas onde as duas séries apresentaram boa correlação com as equações de estado reológico estudadas, usou-se o resultado médio para representar o comportamento reológico daquela mistura.

A determinação da tensão de escoamento foi obtida modelando o comportamento das curvas de fluxo e calculando o valor da tensão de cisalhamento correspondente a uma taxa de cisalhamento nula embora, segundo NEHDI e RAHMAN (2004) e YAHIA e KHAYAT (2001) *apud* ALTABLE e CASANOVA (2006), esse procedimento possa conduzir a discrepâncias, dependendo do modelo usado. Esses autores sugerem adotar como tensão de

escoamento o valor experimental de tensão de cisalhamento correspondente ao gradiente de velocidade de  $1,2 \text{ s}^{-1}$ .

### 6.1.1 Concretos C80

Nos concretos C80, os valores de torque e velocidade de rotação, para determinação da tensão de escoamento e da viscosidade, foram ajustados por dois modelos: usando as equações de estado de Bingham e de Herschel-Bulkley, porque metade das séries apresentou uma aproximação melhor por um método e a outra metade pelo outro método. Mais detalhadamente, um terço de todos os concretos C80 apresentou as duas séries com aproximação melhor por Bingham, outro terço das misturas apresentou as duas séries com aproximação melhor por Herschel-Bulkley e o terço restante das misturas foi tal que uma série se ajustou melhor por um e outro método. Os pontos de torque e velocidade de rotação, determinados experimentalmente, ou estão (i) bem alinhados ou (ii) alinhados com um leve comportamento dilatante para altas taxas de cisalhamento, o que faz com que o ajuste por um e outro modelo seja próximo. *Em virtude do exposto, para cada série foi calculado o valor de tensão de escoamento e de viscosidade plástica pelos dois modelos, sendo os resultados analisados separadamente por um e por outro método, nos itens 6.1.1.1 e 6.1.1.2.*

É importante lembrar que a curva obtida pelo modelo de Herschel-Bulkley foi aproximada para uma reta passando pelo ponto  $(0, \tau_y)$ , configurando o modelo de Bingham modificado (ver 5.4.1.2), onde a tensão de escoamento  $\tau_y$  não muda, mas a viscosidade plástica, ao invés de aumentar com a taxa de cisalhamento, decorrente do comportamento de fluxo dilatante, é uma constante, denominada viscosidade plástica equivalente.

Na Tabela 6.1 e na Tabela 6.2, para cada uma das misturas, são mostrados além, dos valores de abatimentos determinados pelo cone de Abrams, os resultados obtidos de tensão de escoamento e de viscosidade (pelo método de Bingham e por Herschel-Bulkley). São também apresentados os respectivos coeficientes de determinação, para as duas séries de cada concreto, para  $t = 10 \text{ min}$  e  $t = 50 \text{ min}$ .

**Tabela 6.1 – Concretos C80 - Resultados individuais de reologia usando o modelo de Bingham e o modelo de Herschel-Bulkley, com 10 minutos após a adição de água ao cimento.**

Concreto	Abatimento (mm)	Série	Modelo de Bingham			Modelo de Herschel-Bulkley		
			R <sup>2</sup>	Tensão de escoamento ( $\tau_0$ ) (Pa)	Viscosidade plástica ( $\mu$ ) (Pa.s)	R <sup>2</sup>	Tensão de escoamento ( $\tau_y$ ) (Pa)	Viscosidade plástica equivalente ( $\mu_{eq}$ ) (Pa.s)
C80_0	200	1	0.9854	231	408	0.9909	-258	518
		2	0.5940	1278	164	0.7410	-1421	767
C80_0	200	1	0.9850	214	304	0.9850	132	321
		2	0.8256	-2293	991	0.9947	-324	746
C80_0	205	1	0.9077	312	623	0.9839	782	392
		2	0.9853	87	336	0.9947	408	271
C80_0	205	1	0.9492	398	160	0.9492	373	165
		2	0.9800	475	162	0.9819	571	142
C80_1	210	1	0.9823	279	257	0.9791	353	253
		2	0.9776	336	251	0.9922	-153	357
C80_2	225	1	0.9691	143	277	0.9867	480	211
		2	0.9845	171	197	0.9846	177	196
C80_2	220	1	0.9925	194	169	0.9924	185	171
		2	0.9939	282	173	0.9939	247	181

Nota: Os resultados escritos na cor cinza não foram usados para cálculo, pois apresentaram uma ou mais das seguintes avarias: (a) correlação baixa com uma das equações de estado reológico ou (b) tensão de escoamento negativa.

**Tabela 6.2 – Concretos C80 - Resultados individuais de reologia usando o modelo de Bingham e o modelo de Herschel-Bulkley, com 50 minutos após a adição de água ao cimento.**

Concreto	Abatimento (mm)	Série	Modelo de Bingham			Modelo de Herschel-Bulkley		
			R <sup>2</sup>	Tensão de escoamento ( $\tau_0$ ) (Pa)	Viscosidade plástica ( $\mu$ ) (Pa.s)	R <sup>2</sup>	Tensão de escoamento ( $\tau_y$ ) (Pa)	Viscosidade plástica equivalente ( $\mu_{eq}$ ) (Pa.s)
C80_0	180	1	0.9926	404	342	0.9989	-169	468
		2	0.9928	926	214	0.9926	880	224
C80_1	190	1	0.9874	489	285	0.9949	785	224
		2	0.9663	608	221	0.9628	468	253
C80_2	210	1	0.9756	75	236	0.9919	295	192
		2	0.9923	93	263	0.9941	-130	311
C80_2	200	1	0.9859	202	478	0.9956	649	370
		2	0.8729	1096	204	0.9596	-5605	1,704
C80_2	190	1	0.9627	415	210	0.9755	653	163
		2	0.9664	654	165	0.9690	764	143
C80_2	190	1	0.9049	725	107	0.9830	909	75
		2	0.8655	1026	104	0.8494	966	119

Nota: Os resultados escritos na cor cinza não foram usados para cálculo, pois apresentaram uma ou mais das seguintes avarias: (a) correlação baixa com uma das equações de estado reológico ou (b) tensão de escoamento negativa.

Os coeficientes de determinação ( $R^2$ ) para os concretos C80 cujos resultados não se apresentaram dispersos, situaram-se acima de 0,95, tanto para o modelo de Bingham como para o de Herschel-Bulkley, revelando uma correlação excelente. Apesar disso, os coeficientes de variação dos resultados de tensão de escoamento e de viscosidade plástica (Tabela 6.3) são bastante elevados. Essa variabilidade não quer dizer exatamente que os resultados estejam tão dispersos, mas que o equipamento BTRHEOM é bastante sensível. Talvez seja mais razoável se estabelecer faixas de trabalho utilizáveis para tensão de escoamento e viscosidade plástica, ao invés de interpretar os resultados pelo coeficiente de variação.

**Tabela 6.3 – Coeficientes de variação, em (%), dos resultados de tensão de escoamento e de viscosidade plástica para os concretos C80.**

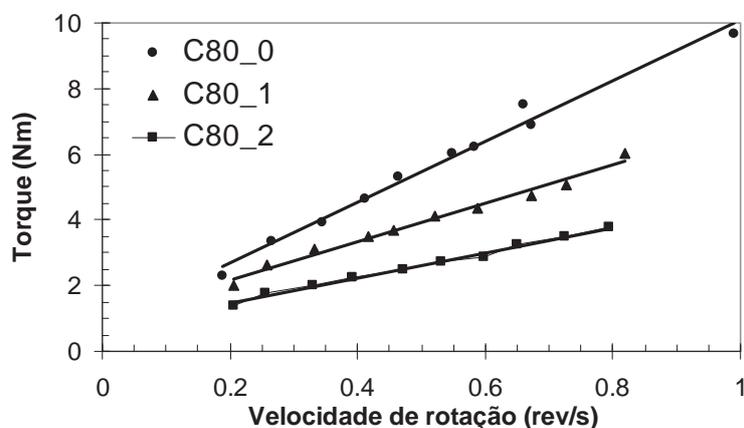
Concreto	Modelo de Bingham				Modelo de Herschel-Bulkley			
	t = 10 minutos		t = 50 minutos		t = 10 minutos		t = 50 minutos	
	$\tau_0$	$\mu$	$\tau_0$	$\mu$	$\tau_y$	$\mu_{eq}$	$\tau_y$	$\mu_{eq}$
C80_0	42	43	56	32	60	37	-	-
C80_1	13	2	15	18	-	-	36	9
C80_2	30	25	76	62	29	10	41	49

Nota: Nos campos marcados com '-' não foi calculado CV, pois só se dispõe de um único resultado satisfatório.

### 6.1.1.1 Modelo de Bingham

#### a) Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C80, para t = 10 min

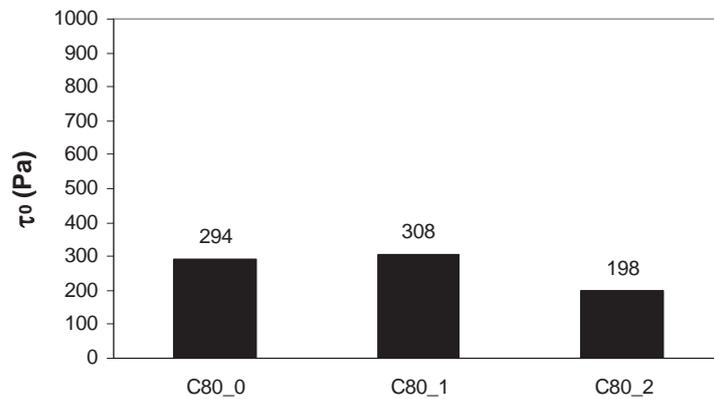
A Figura 6.3 mostra as *curvas típicas* de torque *versus* velocidade de rotação dos concretos C80, determinados usando o BTRHEOM, para o intervalos de tempo inicial, ajustando os pontos usando o modelo de Bingham.



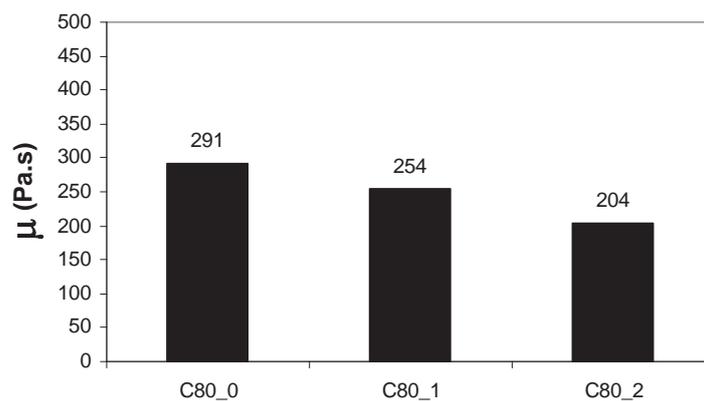
**Figura 6.3 - Concretos C80 - Curvas típicas de torque versus velocidade de rotação, ajustando os pontos pelo modelo de Bingham, para 10 min após a adição de água ao cimento.**

Pela Figura 6.3 vê-se que os resultados de torque *versus* velocidade de rotação, mostrados nas curvas típicas, apresentam-se bem lineares. Os resultados mostram uma excelente aproximação, quando ajustados pelo modelo de Bingham, indicando que esses concretos necessitam de uma tensão mínima para iniciar o escoamento  $\tau_0$  e que a viscosidade plástica  $\mu$  é constante. A tensão de escoamento dos fluidos de Bingham corresponde à tensão aplicada em condições muito próximas a taxas nulas de cisalhamento.

A *média* dos resultados individuais dos concretos mostrados na Tabela 6.1, com 10 minutos após a adição de água, é apresentada na Figura 6.4.



(a)



(b)

**Figura 6.4 - Concretos C80 - Resultados médios de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados com 10 min após a adição da água ao cimento: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

A tensão de escoamento praticamente não sofreu modificação com a adição de 1% de ARR. Entretanto, na dosagem de 2% de ARR a tensão de escoamento é cerca de 30% menor. Com relação à viscosidade plástica dos concretos, nota-se uma redução gradual com o aumento do teor de ARR, sendo cerca de 30% menor no teor de 2%, em relação ao concreto de referência. Os valores absolutos de  $\tau_0$  variaram da ordem de 300 Pa à 200 Pa e os de viscosidade plástica de 300 Pa.s a 200 Pa.s. De LARRARD (1999) menciona um intervalo para tensão de escoamento de CAD variando de 300 a 1200 Pa. Para viscosidade plástica, esse pesquisador menciona que concretos com viscosidade superior a 300 Pa.s são difíceis de trabalhar e sugere para CAD, um intervalo de trabalho de 100 a 200 Pa.s. Portanto, a presença do ARR melhorou o manuseio do concreto.

Como os concretos apresentam a mesma dosagem, mesma tecnologia de produção e mesmo procedimento de ensaio, diferindo apenas na colocação e teor do aditivo redutor de retração ao sistema, pode-se concluir que *a adição de 2% de ARR melhorou as características reológicas dos concretos, logo após a sua adição ao concreto, reduzindo a tensão de escoamento e a viscosidade plástica em 30%*. Os concretos com relação líquido/material cimentante maior -  $(a+ARR)/(c+sa)$  - apresentaram tensão de escoamento e viscosidade plástica menores.

O concreto se comporta como uma suspensão constituída por distribuição granulométrica extensa, formadas tanto por partículas pequenas (matriz), onde predominam efeito de força de superfície, como por grãos maiores (agregados), onde atua a força gravitacional (OLIVEIRA *et al.*, 2000). Foi adotado como convenção nesta pesquisa o tamanho das partículas para constituírem matriz e agregado *se definindo como matriz todas as partículas com diâmetro abaixo de 0,125 mm e como agregados as partículas acima desse diâmetro*, embora não seja possível estabelecer um diâmetro de separação exato entre os dois domínios de força. O que acontece é que à proporção que se reduz o diâmetro, as forças gravitacionais vão diminuindo gradativamente, ao mesmo tempo em que as forças de superfície vão aumentando (PILLEGI, 2000). A definição de tamanho de partículas adotada está de acordo com o trabalho de WALLEVICK (2006) e MORTSELL *et al.* (1996) *apud* WALLEVICK (2006). A influência das partículas mais grossas, no comportamento reológico do concreto, está relacionada com a dificuldade espacial de movimentação, enquanto que, com as

partículas finas, a influência é relativa ao teor e distribuição granulométrica da matriz (OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Segundo TATTERSALL e BANFILL (1983), a tensão de escoamento reduz ao melhorar a dispersão de partículas floculadas de cimento. O ARR parece ter diminuído o atrito interno do concreto, o que dificultou o contato entre os agregados. Como a dosagem de superplastificante é a mesma para os concretos, o ARR atuou melhorando a dispersão das partículas finas que causam a formação de aglomerados, ou seja, estruturas porosas constituídas pela ligação de várias partículas primárias que, quando presentes em suspensão, absorvem parte da água originalmente destinada à separação das partículas, FUNK e DINGER (1994) e SACKS e TSENG (1983) *apud* OLIVEIRA *et al.* (2000). A melhora na viscosidade pode ser atribuída ao fato do ARR, ajudando a dispersão de partículas floculadas, liberar mais água livre, que passou a atuar como lubrificante da movimentação das partículas, o que acarretou a diminuição de  $\tau_0$ . Isso está de acordo com o que menciona OLIVEIRA *et al.* (2000) que no caso de concretos com elevado teor de partículas finas, quem governa a fluidez é a viscosidade da matriz. A fluidez, por sua vez, está associada diretamente à tensão de escoamento (GETTU *et al.*, 1996). Como a viscosidade diminuiu, o índice de fluidez também e, por consequência, a tensão de escoamento.

O processo de perda de trabalhabilidade resulta da redução do abatimento e um correspondente aumento na tensão de escoamento. No caso do ensaio dos concretos com 10 minutos após a adição da água, ocorreu o inverso. Com a adição de ARR, os abatimentos foram levemente aumentados, sendo em média 200 mm, 210 mm e 220 mm (Tabela 6.1), respectivamente, para os concretos contendo 0, 1 e 2% de ARR, ao mesmo tempo em que a tensão de escoamento diminuiu. A presença do ARR aumentou ligeiramente o abatimento dos concretos C80, sem provocar segregação e falta de coesão, até o teor de 2%, em relação à massa de cimento, apesar de visualmente na betoneira a diferença aparentar ser maior (Figura 6.5).

Segundo De LARRARD *et al.* (1999), dos dois parâmetros reológicos do Modelo de Bingham, a *viscosidade* é o que normalmente tem mais influência na *bombeabilidade* dos concretos. Esses autores citam estudo realizado por LEGRAND, em 1982, sobre comportamento reológico das suspensões, mostrando que a taxa de escoamento é pouco

afetada pela tensão de escoamento e que é governada, principalmente, pela *viscosidade* plástica. Isso significa que o concreto contendo ARR pode ser bombeado para o interior da tubulação com gasto de energia menor, por apresentar menor valor de viscosidade plástica que o concreto de referência.



**Figura 6.5 - (a) Concreto de referência, logo após o término da mistura: acima, aspecto do concreto na betoneira e abaixo, abatimento de 200 mm; (b) Concreto com 2% de ARR, logo após o término da mistura: acima, concreto na betoneira e abaixo, abatimento de 220 mm.**

#### **b) Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C80, para $t = 50$ min**

A Figura 6.6 mostra as *curvas típicas* de torque versus velocidade de rotação e a Figura 6.7 os resultados médios, com 50 minutos após a adição da água ao cimento.

Os resultados de torque *versus* velocidade de rotação, mostrados nas curvas típicas, apresentam-se bem lineares, revelando uma excelente aproximação quando ajustados pelo modelo de Bingham. O comportamento linear com tensão de escoamento foi observado para os concretos com e sem aditivo redutor de retração, nos dois intervalos de tempo investigados (ver Figura 6.3).

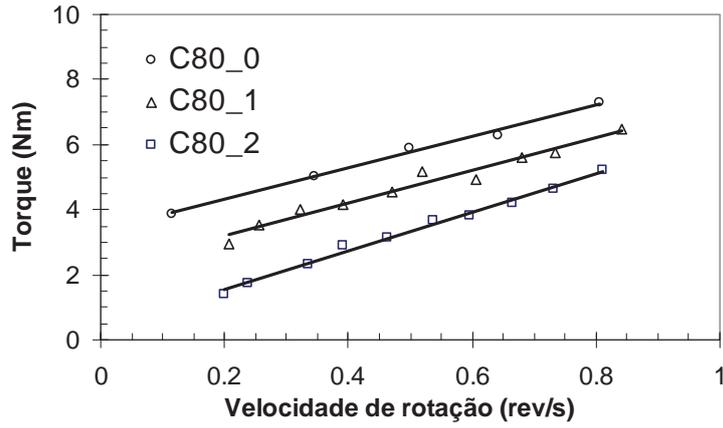
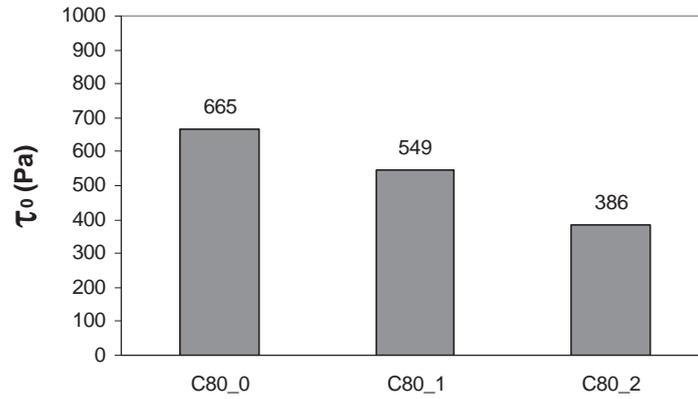
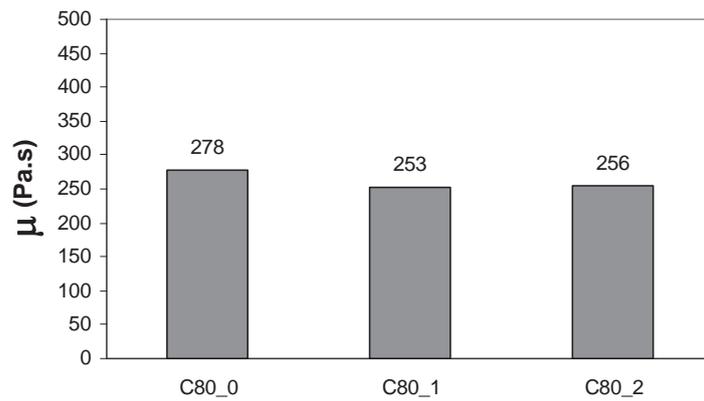


Figura 6.6 - Concretos C80 - Curvas típicas de torque versus velocidade de rotação, ajustando os pontos pelo modelo de Bingham, para 50 min após a adição de água ao cimento.



(a)



(b)

Figura 6.7 - Concretos C80 - Resultados médios de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados com 50 minutos após a adição da água: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.

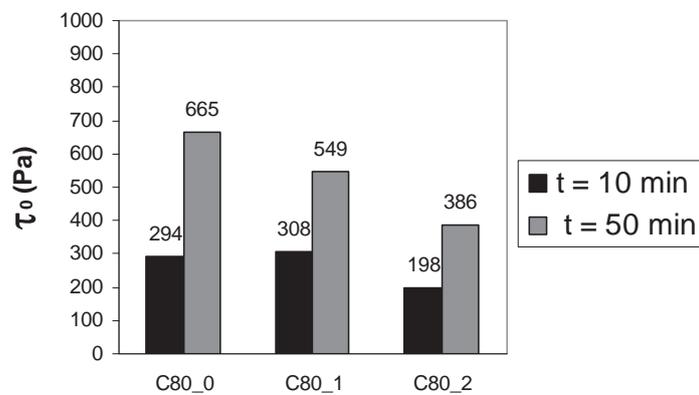
Para  $t = 50$  min, houve uma redução gradual na tensão de escoamento, com o aumento do teor de ARR. Para a mistura contendo 1% de ARR a redução foi de 17% e para a de 2% a diminuição foi de 42% (Figura 6.7 a), embora para todos os concretos C80, decorridos 40 minutos da primeira determinação, a magnitude da tensão de escoamento tenha duplicado, passando do intervalo de 300 a 200 Pa (determinado no término da mistura) para a faixa de 600 a 400 Pa. A tensão de escoamento sobe em decorrência do avanço das reações de hidratação, que causam enrijecimento, ao mesmo tempo em que os abatimentos caem de 200 mm para 180 mm (no C80\_0), de 210 mm para 190 mm (no C80\_1) e de 220 mm para 200 mm (no C80\_2), caracterizando perda na trabalhabilidade (Tabela 6.1 e Tabela 6.2). No mesmo período, a viscosidade plástica dos concretos praticamente não foi alterada, diferindo apenas 8% da do concreto de referência, considerado pouco expressivo (Figura 6.7 b). Como visto nos resultados reológicos para  $t = 10$  min, observou-se que o ARR contribuiu para a dispersão das partículas, acarretando uma redução na viscosidade de 30%, em relação ao concreto de referência. Porém, com 1 hora após a mistura da água ao cimento, o aditivo ARR não separou mais, com eficácia, as moléculas dos aglomerados, tornando a mistura significativamente menos viscosa, como agia logo após o término da mistura. A ação do ARR, no tocante à dispersão das partículas finas, enfraqueceu com o tempo, tal como acontece com o superplastificante. Se o concreto, por algum tipo de problema, não tiver sido lançado até 50 min hora desde a adição da água, a energia requerida para bombear o concreto é praticamente a mesma, independente da presença ou não de ARR. *Decorridos 50 minutos da adição da água, ao contrário da viscosidade plástica que praticamente não sofre alteração com a presença de ARR, o  $\tau_0$  é fortemente afetado, especialmente na dosagem de 2%.*

### **c) Efeito do tempo nas propriedades reológicas dos concretos C80**

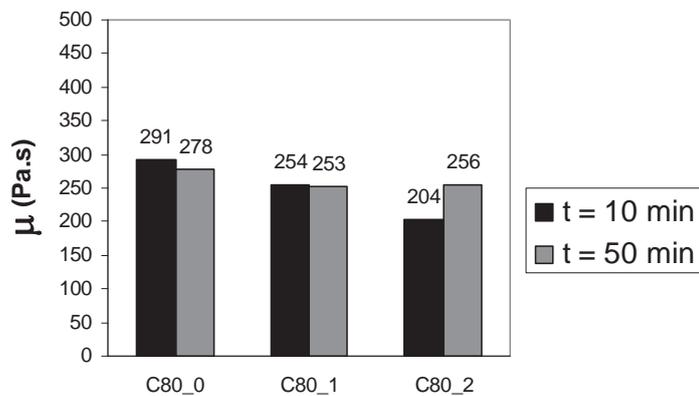
A Figura 6.8 mostra a comparação dos resultados reológicos dos concretos C80, determinados com 10 min e com 50 min, após a adição de água ao cimento.

Foi visto anteriormente (seção 6.1.1.1 a e b) que para um dado tempo, o  $\tau_0$  de um concreto com ARR (especialmente no teor de 2%) é menor que o da mistura de referência, indicando que esse aditivo diminuiu a tensão de escoamento, mesmo não tendo sido adicionado à mistura com essa finalidade. Porém, para um mesmo concreto,

em tempos diferentes, num intervalo de 40 minutos entre uma determinação e outra, houve um aumento na tensão de escoamento do concreto da ordem de 100%, comportamento observado tanto no concreto de referência como nos concretos contendo ARR (Figura 6.8 a), enquanto os abatimentos dos concretos reduziram apenas 20 mm, no mesmo intervalo de tempo. Portanto, o ensaio com o reômetro BTRHEOM, entre outros aspectos, mostra com facilidade a perda de trabalhabilidade de concretos. Porém, mais que isso, é um ensaio muito mais sensível, haja vista que a redução de abatimento é pequena, face ao aumento de  $\tau_0$  que dobrou de valor.



(a)



b)

**Figura 6.8 - Concretos C80 - Evolução das propriedades reológicas em função do tempo: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

À medida que o tempo avança, a existência do atrito interno contribui para a formação de um esqueleto que enrijece o sistema, dificultando a fluidez. Entretanto, para OLIVEIRA *et al.* (2000), os fatores relacionados com o estado de dispersão são ainda mais influentes na tensão de escoamento do que as características granulométricas. É

sabido que quem governa a dispersão das partículas finas é o aditivo superplastificante (no caso dessa pesquisa foi usada a cadeia química de éterpolicarboxilato). A presença do ARR melhorou as propriedades reológicas, inicialmente, mas com um efeito menor do que os fatores que influenciam a dispersão das partículas com o tempo, devido ao superplastificante. À proporção que o tempo passa, há uma perda na trabalhabilidade dos concretos contendo aditivos químicos superplastificantes (com ou sem ARR), em virtude da redução da capacidade de dispersar as partículas pequenas. No período decorrido entre uma determinação e outra das propriedades reológicas, houve uma redução nos abatimentos dos concretos, denotando uma perda na trabalhabilidade, enquanto as tensões de escoamento aumentaram. Segundo De LARRARD (1999), a tensão de escoamento está associada ao abatimento (e não à viscosidade). De fato, no intervalo de 40 minutos, a tensão de escoamento aumentou (Figura 6.8 a) enquanto o abatimento (Tabela 6.1 e Tabela 6.2) diminuiu e a viscosidade não foi praticamente alterada (Figura 6.8 b). Estudos realizados por SILVA, E, *et al.*, 2002 mostram que a cadeia química de éterpolicarboxilatos consegue ‘segurar’ o abatimento por um período de tempo superior ao sulfonato de melamina ou de naftaleno, por atuarem por um efeito eletroestérico. Os autores mostram que os concretos C80, com 10% de sílica ativa e adição de superplastificante éterpolicarboxilato, no período de 50 minutos após a adição da água, apresentam abatimentos da mesma ordem de grandeza dos obtidos nesta pesquisa.

A influência do tempo nos diferentes concretos foi tal que a viscosidade plástica praticamente não se alterou no período de tempo de 50 minutos de adição de água ao cimento. Estudos realizados por HU e De LARRARD (1996), para diversos concretos com sílica ativa e aditivo superplastificante, mostram que a viscosidade é pouco alterada desde a determinação inicial até 60 minutos após a adição da água ao cimento, enquanto que, no mesmo período, a tensão de escoamento aumenta substancialmente e o abatimento diminui.

Com os resultados de abatimento dos concretos, determinados pelo cone de Abrams, no período de 40 minutos, a informação que se dispõe é que houve uma perda pouco expressiva na trabalhabilidade dos concretos e nenhuma informação sobre esses concretos, no tocante ao bombeamento dos mesmos. Com os resultados de tensão de escoamento e de viscosidade plástica, dispõe-se de mais informações sobre o

comportamento reológico do concreto. A perda da trabalhabilidade é precisamente indicada por uma variação significativa na magnitude de  $\tau_0$  e que a energia necessária para o bombeamento não foi alterada uma vez que  $\mu$  praticamente não sofreu modificação.

No intervalo de tempo estudado, as tensões de escoamento variaram de 198 Pa (C80\_2% e  $t = 10\text{min}$ ) a 665Pa (C80\_0 e  $t = 60\text{min}$ ) e as viscosidades plásticas variaram de 204 Pa.s (C80\_2% e  $t = 10\text{min}$ ) para 291 Pa.s (C80\_0 e  $t = 10\text{min}$ ). A título de comparação, o intervalo obtido por De LARRARD *et al.* (1997), para tensão de escoamento, foi de 500 a 2000 Pa e de 70 a 500 Pa.s para viscosidade plástica, trabalhando com concretos diversos, abatimentos de 100mm a 230mm e usando o BTRHEOM.

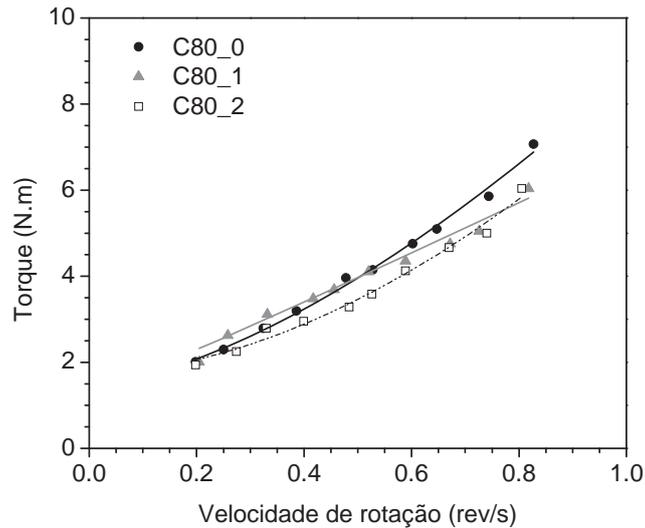
Em resumo, decorridos 50 minutos da adição da água ao cimento, a tensão de escoamento da mistura duplicou e os abatimentos reduziram cerca de 10%, indicando que houve uma perda na trabalhabilidade dos concretos. No mesmo intervalo de tempo, a viscosidade plástica praticamente não foi alterada, significando que a coesão entre as moléculas foi pouco afetada e que a energia requerida para o bombeamento permanece praticamente a mesma.

#### 6.1.1.2 Modelo de Herschel-Bulkley

##### a) Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C80, para $t = 10\text{ min}$

A Figura 6.9 mostra as *curvas típicas* de torque versus velocidade de rotação dos concretos C80, determinados usando BTRHEOM, para o intervalos de tempo inicial, ajustando os pontos usando a função de Herschel-Bulkley.

Observa-se pela Figura 6.9 que os pontos de torque e velocidade de rotação dos concretos das curvas típicas se ajustam muito bem à função  $\Gamma = \Gamma_0 + AN^n$  do modelo de Herschel-Bulkley. Esses concretos também necessitam de uma tensão mínima para iniciar o escoamento ( $\tau_y$ ), denominada tensão de escoamento de Herschel-Bulkley. As curvas indicam um comportamento de fluxo dilatante, para taxas de cisalhamento elevadas, ou seja, um aumento da viscosidade do fluido, à medida que se eleva a tensão de cisalhamento.



**Figura 6.9 - Concretos C80 - Curvas típicas de torque versus velocidade de rotação, ajustando os pontos pelo modelo de Herschel-Bulkley, 10 min após a adição de água ao cimento: (a) C80\_0, (b) C80\_1 e (c) C80\_2.**

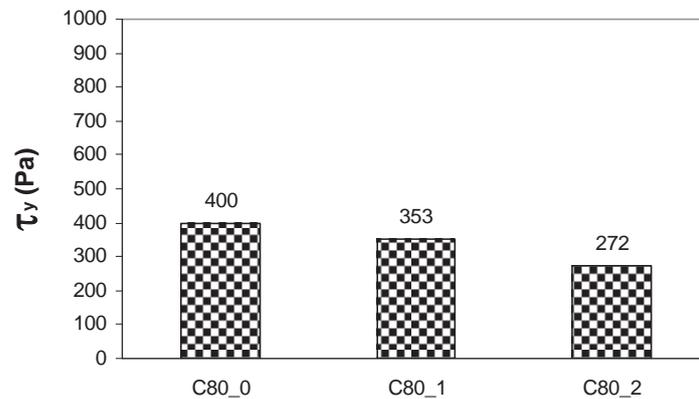
O comportamento dilatante é característico de suspensões altamente concentradas (OLIVEIRA *et al.*, 2000), como é o caso dos concretos C80, onde as partículas encontram-se bem empacotadas e muito próximas entre si. Nesses concretos há um aumento da concentração efetiva de sólidos de suspensão, em relação aos concretos C60, diminuindo a distância média de separação entre as partículas. Todos os fatores que contribuem para a redução da distância média de separação entre as partículas e dificultam a movimentação relativa entre elas, contribui para o aparecimento do comportamento dilatante (PILEGGI, 2001). BANFILL (2003) relata que os aditivos modificadores de viscosidade, usados para prevenir segregação de concretos auto compactantes, também desviam as curvas de fluxo de um comportamento normal de Bingham para um comportamento do tipo de Herschel-Bulkley. Porém, o ARR não deve ter contribuído para essa mudança de comportamento, pois sua adição não tornou o concreto mais espesso, ao contrário, melhorou a viscosidade ao ser adicionado ao concreto.

Segundo DE LARRARD (1999), constitui uma aproximação à hipótese de que um só parâmetro controla o campo de deslocamento de uma partícula, dentro de uma gama de gradientes macroscópicos de velocidade. O que ocorre, na realidade, é que o grau de defloculação pode variar com a velocidade e provocar mudanças na circulação dos fluidos dentro do meio poroso. Portanto a viscosidade é dependente do gradiente de

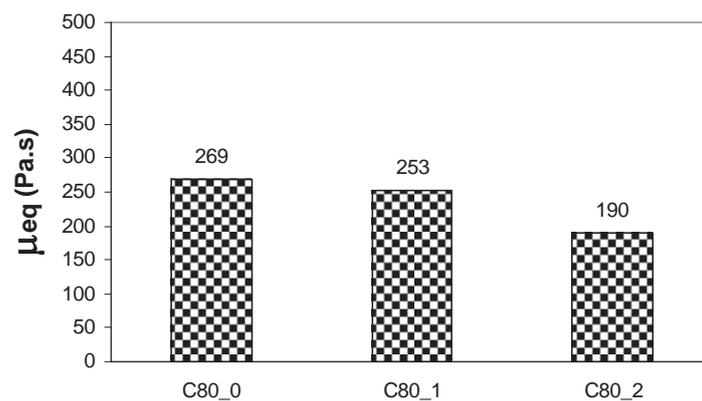
velocidade, como fica bem representado no comportamento não linear do tipo Herschel-Bulkley.

Pesquisa realizada por FERRARIS e De LARRARD (1998), *apud* De LARRARD (1999), trabalhando com mais de 78 misturas diferentes, produzidas com mesmos materiais constituintes, permitiram mostrar que o comportamento do concreto fresco se ajusta muito bem ao comportamento não-linear de Herschel-Bulkley, embora TATTERSALL classifique o concreto como fluido de Bingham, observadas certas limitações de abatimento e de intervalo de gradiente de velocidade (SEDRAN, 1999).

A *média* dos resultados individuais dos concretos da Tabela 6.2, com 10 minutos após a adição de água ao cimento, é apresentada na Figura 6.10.



(a)



(b)

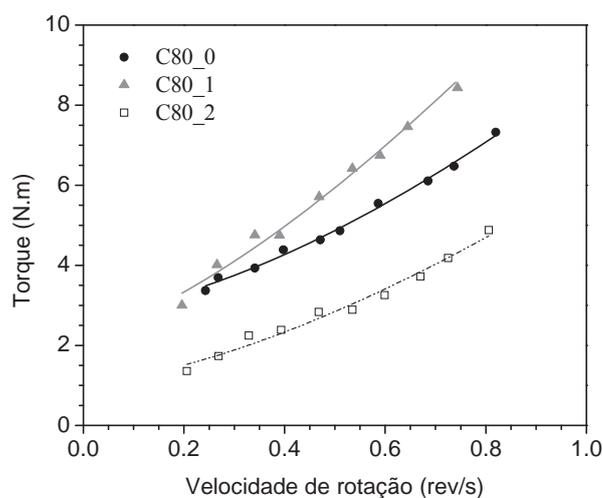
**Figura 6.10 - Concretos C80 - Resultados médios determinados  $t = 10$  min após a adição da água ao cimento: (a)  $\tau_y$  e (b)  $\mu_{eq}$ .**

A influência do ARR, nas propriedades reológicas dos concretos C80, determinadas logo após o término da mistura, usando o modelo de Herschel-Bulkley, foi muito próximo ao obtido usando as equações de estado de Bingham. A adição de ARR ao concreto mostrou redução nos valores dos parâmetros reológicos ( $\tau_y$  e  $\mu_{eq}$ ), logo após sua adição. A adição de 2% de ARR em relação à massa de cimento reduziu a tensão de escoamento de Herschel-Bulkley e a viscosidade plástica equivalente em 30%. Os valores absolutos de  $\tau_y$  reduziram da ordem de 400 Pa à 270 Pa enquanto a viscosidade plástica passou de 270 Pa.s para 190 Pa.s (Figura 6.10 a).

Pelos mesmos motivos expostos anteriormente (6.1.1.1 a), a presença do ARR melhorou a trabalhabilidade dos concretos, devido ao aumento de abatimentos (200 mm, 210 mm, e 220 mm, determinados para os teores de 0, 1 e 2%, respectivamente) e correspondente redução na tensão de escoamento de Herschel-Bulkley (Tabela 6.1 e Figura 6.4). Os concretos contendo ARR apresentaram viscosidade plástica equivalente menor que a da mistura de referência e, por isso, exibem menor resistência ao bombeamento (Figura 6.10 b), o que está de acordo com De LARRARD (1999).

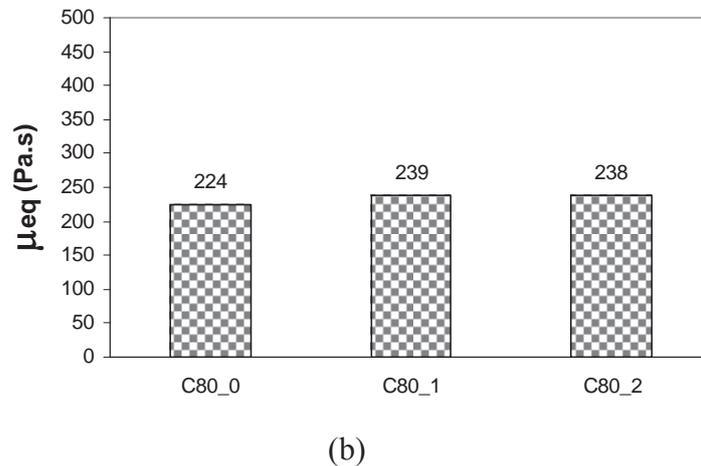
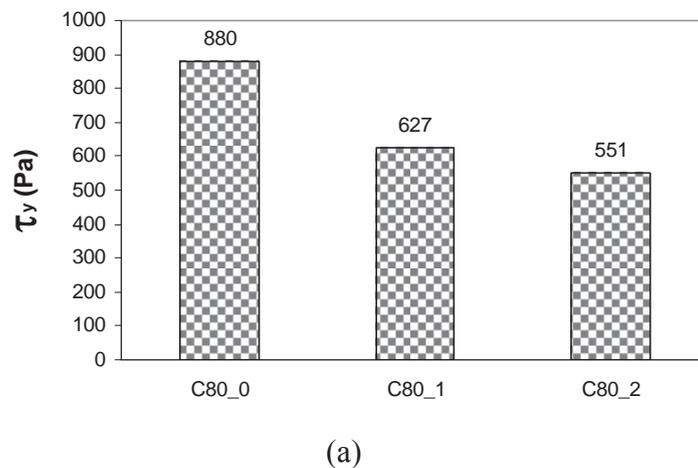
#### b) Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C80, para t = 50 min

A Figura 6.11 mostra as *curvas típicas* de torque versus velocidade de rotação, para t = 50 minutos. Os *resultados médios* de  $\tau_y$  e  $\mu_{eq}$ , com 50 minutos após a adição da água ao cimento, são mostrados na Figura 6.12.



**Figura 6.11 - Concretos C80 - Curvas típicas de torque versus velocidade de rotação, ajustando os pontos pelo modelo de Herschel-Bulkley, 50 min após a adição de água ao cimento: (a) C80\_0, (b) C80\_1 e (c) C80\_2.**

O mesmo comportamento, observado aos 10 minutos para os pontos de torque e de velocidade de rotação ajustados pelo modelo de Herschel-Bulkley, foi também constatado aos 50 minutos (Figura 6.11). Os pontos de torque e velocidade de rotação dos concretos das curvas típicas se ajustam muito bem à função  $\Gamma = \Gamma_0 + AN^b$  do modelo de Herschel-Bulkley. As curvas também indicam um comportamento de fluxo dilatante, para taxas de cisalhamento elevadas, cuja explicação foi descrita anteriormente (seção 6.1.1.2 a).



**Figura 6.12 - Concretos C80 - Resultados médios determinados para  $t = 50$  min após a adição da água ao cimento: (a)  $\tau_y$  e (b)  $\mu_{eq}$ .**

Para  $t = 50$  min, o comportamento do ARR em relação à  $\tau_y$  e  $\mu_{eq}$  dos concretos C80, foi muito próximo ao obtido usando as equações de estado de Bingham.

O valor de  $\tau_y$  decresceu cerca de 20 e 40%, com a adição de 1% e de 2% de ARR, respectivamente, em relação ao concreto de referência (Figura 6.12 a), embora a magnitude de cada um deles tenha praticamente dobrado, comparando-se com os resultados para  $t = 10$  min. Os valores de  $\tau_y$  reduziram de 400 a 270 Pa (determinado para  $t = 10$  min) passando para 880 a 550 Pa (para  $t = 60$  min) é do item a seguir. *A redução em  $\tau_y$ , provocada pelo ARR, ao ser adicionado à mistura conseguiu manter seu efeito pelo menos até 40 minutos após a primeira determinação.* O aumento na tensão de escoamento com o tempo é devido à aglomeração das partículas de cimento, que aumenta à medida que a reação de hidratação avança, e também pelo aumento do coeficiente de atrito interno do concreto, como já mencionado. No mesmo intervalo de tempo, os abatimentos diminuíram para 190 mm, 200 mm e 210 mm (Tabela 6.2), respectivamente, para os concretos contendo 0, 1 e 2% de ARR, caracterizando perda na trabalhabilidade.

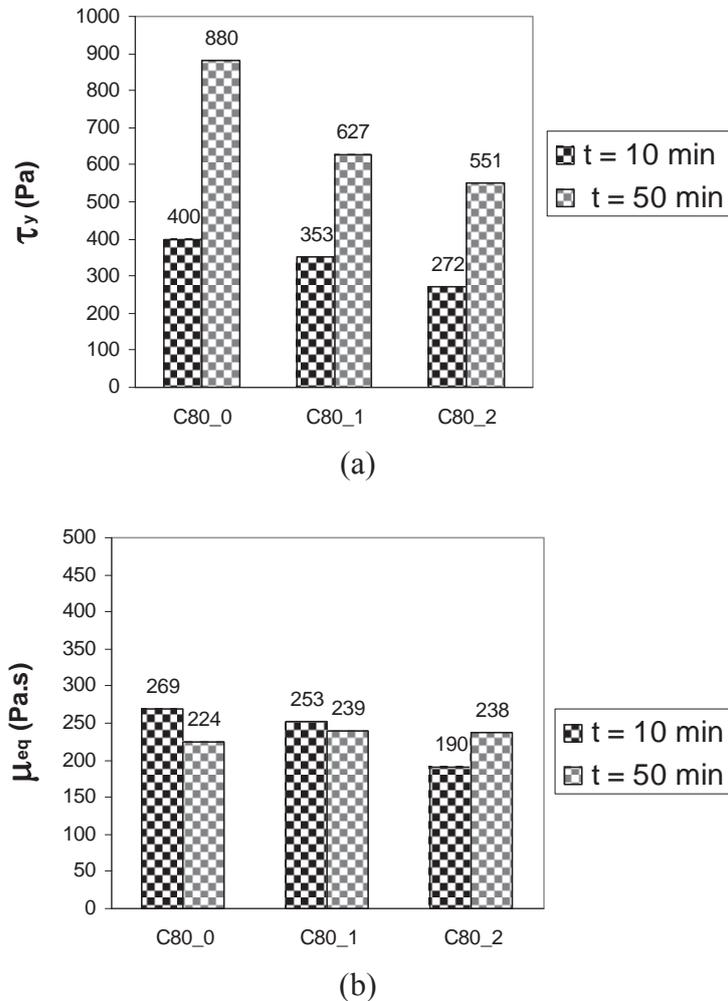
A viscosidade plástica equivalente permaneceu praticamente constante para  $t = 50$  min, diferindo 7% da do concreto de referência, diferença considerada pouco expressiva. O efeito da redução ocorrido inicialmente, quando do lançamento do ARR à mistura, não permaneceu após 40 minutos da determinação inicial. *A ação do ARR no tocante à dispersão das partículas finas desapareceu com o tempo, de modo que as viscosidades dos concretos com ARR, após 40 minutos da primeira determinação, foram semelhantes entre si e muito próximas à do concreto de referência.* Portanto, para bombear um concreto após 50 minutos do lançamento da água ao cimento, é indiferente a presença do ARR. O esforço mecânico será o mesmo e, portanto, o mesmo gasto energético.

### **c) Efeito do tempo nas propriedades reológicas dos concretos C80**

A Figura 6.13 mostra a comparação dos resultados reológicos dos concretos C80, determinados com 10 e com 50 minutos após a adição de água ao cimento.

Tal como aconteceu com os resultados obtidos usando o método de Bingham, após 40 minutos do término da mistura, houve um aumento na tensão de escoamento  $\tau_y$  dos concretos da ordem de 100%, usando as equações de estado de Herschel-Bulkley (Figura 6.13 a). Tal comportamento foi observado, tanto no concreto de referência, como nos concretos contendo ARR. Ao mesmo tempo, ocorreu uma redução nos abatimentos dos concretos, passando de 200 mm para 180 mm (C80\_0), de 210 mm

para 190 mm (C80\_1) e de 220 mm para 200 mm (C80\_2). Esse processo de aumento da tensão de escoamento com correspondente diminuição do abatimento indica perda na trabalhabilidade, devido à ação do superplastificante que, gradativamente, perde sua capacidade de dispersar as partículas finas.



**Figura 6.13 - Concretos C80 - Evolução das propriedades reológicas em função do tempo: (a) tensão de escoamento de Herschel-Bulkley e (b) viscosidade plástica equivalente.**

No mesmo intervalo de tempo, tal como ocorreu usando o modelo de Bingham, as viscosidades plásticas não variam significativamente (Figura 6.13 b). HU e De LARRARD (1996) também verificaram variações pouco expressivas nas viscosidades, trabalhando com diversos concretos contendo sílica ativa e aditivo superplastificante. Decorridos 40 minutos da primeira determinação, a coesão entre as moléculas foi pouco alterada, enquanto a que a tensão de cisalhamento da mistura duplicou.

### 6.1.1.3 Comparação entre o modelo de Bingham e o de Herschel-Bulkley (Bingham modificado)

Existem diferenças consideráveis entre os diversos modelos de equação de estado reológico para descrever o comportamento dos fluidos não newtonianos, inclusive apresentando definições próprias de viscosidade. Porém é feita uma comparação entre  $\tau_0$  e  $\tau_y$  e entre  $\mu$  e  $\mu_{eq}$ , pois a curva de potência de Herschel-Bulkley é substituída por uma linha reta equivalente (Bingham modificado), obtida por regressão linear, segundo método dos mínimos quadrados (ver seção 5.4.1.1).

A Figura 6.14 mostra os resultados de  $\tau_0$  e  $\tau_y$ , determinados com 10 e 50 minutos após a adição da água. A Figura 6.15 mostra os resultados de  $\mu$  e  $\mu_{eq}$ , determinados nos mesmos intervalos.

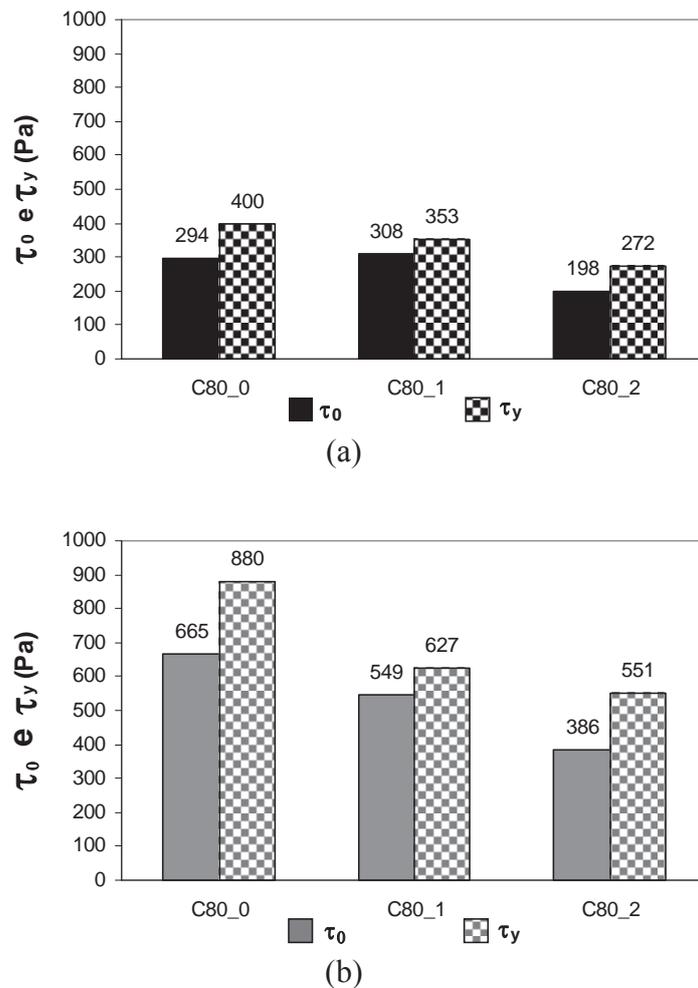
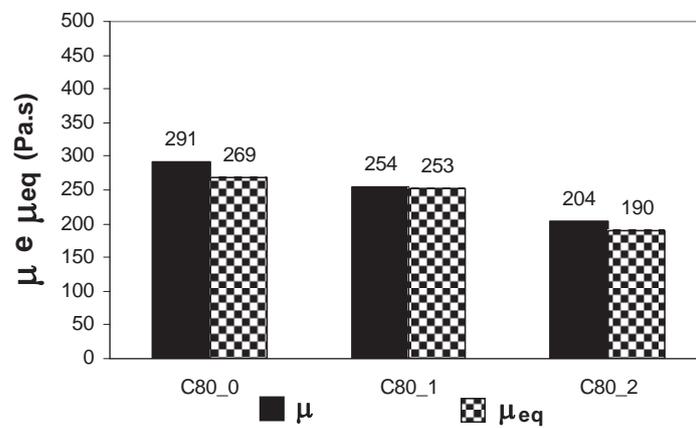
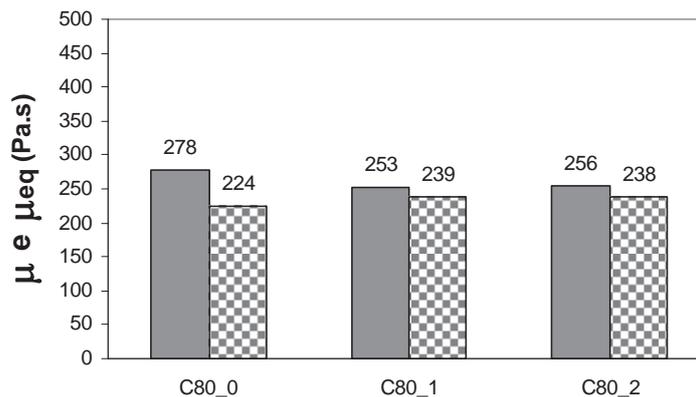


Figura 6.14 - Comparação entre os resultados de  $\tau_0$  e de  $\tau_y$ : (a)  $t = 10$  minutos e (b)  $t = 50$  minutos.

O comportamento do aditivo ARR sobre as propriedades reológicas de  $\tau_0$  e  $\mu$  e  $\tau_y$  e  $\mu_{eq}$  foi semelhante usando a equação de estado de Bingham ou de Herschel-Bulkley. Entretanto, a magnitude dos resultados determinados por um método e outro foi diferente. A tensão de cisalhamento inicial pelo método de Herschel-Bulkley foi em média 30% maior que os determinados por Bingham, tanto para os resultados determinados logo após o término da mistura como para os determinados após um intervalo de 40 minutos (Figura 6.14). A variação entre as viscosidades plástica e plástica equivalente ( $\mu$  e  $\mu_{eq}$ ) é bem menos expressiva, sendo de 5% e de 10% menor no modelo de Herschel-Bulkley, respectivamente para  $t = 10$  min e  $t = 50$  min (Figura 6.15).



(a)



(b)

**Figura 6.15 - Comparação entre os resultados de  $\mu$  e de  $\mu_{eq}$ : (a)  $t = 10$  minutos e (b)  $t = 50$  minutos.**

Esse comportamento era o esperado pois a função torque *versus* velocidade de rotação por Herschel-Bulkley foi do tipo dilatante (e não pseudoplástico), ou seja,  $\tau_y$  fica

acima de  $\tau_0$ , justificando sua magnitude maior. Além disso, a reta obtida por regressão linear, a partir da curva de Herschel-Bulkley, se inclina para a direita, reduzindo o valor da tangente, que é a viscosidade plástica equivalente, justificando sua magnitude menor (Figura 5.23).

### 6.1.2 Concretos C60

Para os concretos C60, os resultados de torque e de velocidade de rotação, determinados usando o reômetro BTRHEOM, para a determinação da tensão de escoamento ( $\tau_0$ ) e da viscosidade plástica ( $\mu$ ), foram aproximados, usando as equações de estado de Bingham, pois os resultados de todos os concretos se ajustaram bem por esse modelo, excetuando-se as misturas avariadas pelos motivos apresentados em 6.1.

Os abatimentos dos concretos e os respectivos resultados de tensão de escoamento, viscosidade plástica e coeficientes de determinação são apresentados na Tabela 6.4 e na Tabela 6.5, para os dois intervalos de tempo investigados.

**Tabela 6.4 – Concretos C60 - Resultados individuais de reologia usando o modelo de Bingham com 10 minutos após a adição de água ao cimento.**

Concreto	Abatimento (mm)	Série	Modelo de Bingham		
			R <sup>2</sup>	Tensão de escoamento (Pa)	Viscosidade plástica (Pa.s)
C60_0	210	1	0.9619	642	168
		2	0.0050	2257	-58
C60_1	215	1	0.8624	551	86
		2	0.9681	591	138
C60_1	220	1	0.9566	607	73
		2	0.9371	594	114
C60_2	230	1	0.9381	329	91
		2	0.9365	217	158
C60_2	225	1	0.0039	803	5
		2	0.9543	778	118

Nota: Os resultados escritos na cor cinza não foram usados para cálculo, pois apresentaram correlação baixa com a equação de estado reológico de Bingham.

**Tabela 6.5 – Concretos C60 - Resultados individuais de reologia usando o modelo de Bingham com 50 minutos após a adição de água ao cimento.**

Concreto	Abatimento (mm)	Série	Modelo de Bingham		
			R <sup>2</sup>	Tensão de escoamento (Pa)	Viscosidade plástica (Pa.s)
C60_0	190	1	0.9363	809	167
		2	0.8391	987	167
C60_1	200	1	0.9678	514	115
		2	0.9677	855	156
C60_2	210	1	0.9528	549	143
		2	0.9472	537	151
C60_2	210	1	0.9148	738	100
		2	0.3422	1580	60

Nota: Os resultados escritos na cor cinza não foram usados para cálculo, pois apresentaram correlação baixa com a equação de estado reológico de Bingham.

Os coeficientes de determinação (R<sup>2</sup>) para os concretos C60, cujos resultados não se apresentaram dispersos, situaram-se acima de 0,91, revelando uma correlação excelente com o modelo de Bingham. Apesar disso, como ocorreu com os concretos C80, os coeficientes de variação dos resultados de tensão de escoamento e de viscosidade plástica (Tabela 6.6) são bastante elevados. De novo, vale a abordagem de que essa variabilidade não significa, exatamente, que os resultados estejam ruins, mas que o equipamento BTRHEOM é bastante sensível e que talvez seja mais sensato se avaliar a variação dos resultados estabelecendo-se faixas de valores, tanto para tensão de escoamento, quanto para a viscosidade plástica.

**Tabela 6.6 - Coeficientes de variação, em (%), dos resultados de tensão de escoamento e de viscosidade plástica dos concretos C60, ajustados pelos modelos de Bingham.**

Concreto	t = 10 min		t = 50 min	
	τ <sub>0</sub>	μ	τ <sub>0</sub>	μ
C60_0	-	-	-	-
C60_1	1	27	35	22
C60_2	68	4	21	27

Nota: Nos campos marcados com '-' não foi calculado CV, pois só se dispõe de um único resultado não disperso.

### 6.1.2.1 Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C60 para $t=10$ min

A Figura 6.16 apresenta as curvas típicas de torque versus velocidade de rotação dos concretos C60 determinados usando BTRHEOM, com 10 minutos após a adição de água ao cimento, ajustando os pontos usando o modelo de Bingham ( $\Gamma = \Gamma_0 + aN$ ).

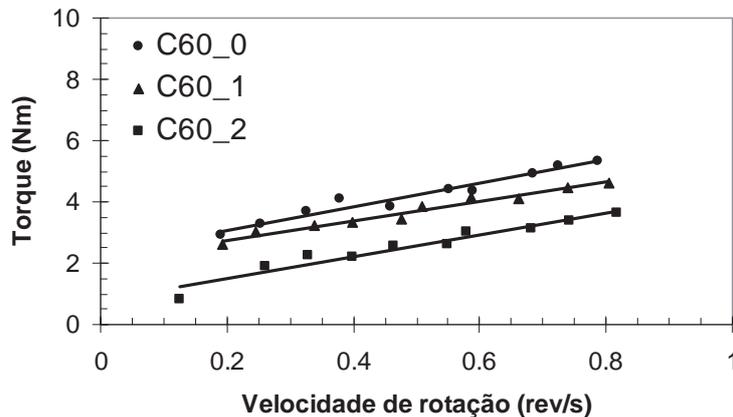
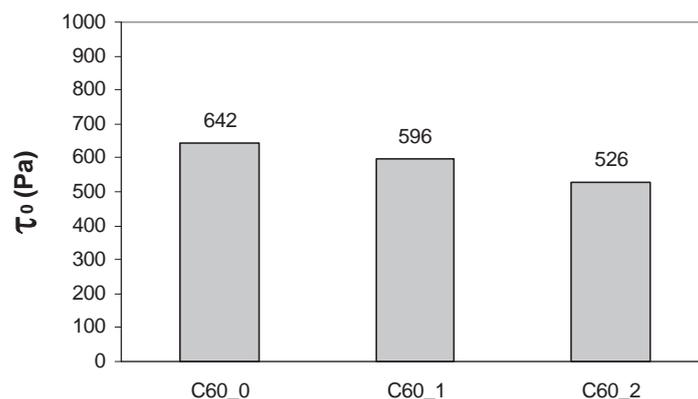


Figura 6.16 - Concretos C60 - Curvas típicas de torque versus velocidade de rotação, usando o modelo de Bingham, após 10 minutos da adição da água ao cimento.

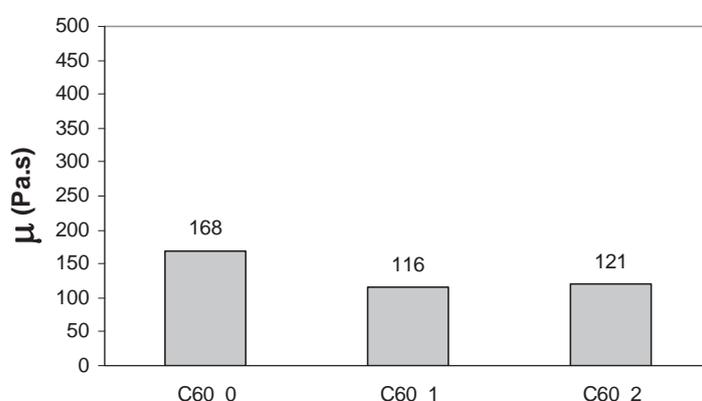
Os resultados de torque versus velocidade de rotação, mostrados nas curvas típicas, apresentam-se bem lineares, indicando uma aproximação excelente quando ajustados pelo modelo de Bingham. Esses concretos apresentam uma viscosidade plástica ( $\mu$ ) constante e necessitam de uma tensão mínima para iniciar o escoamento  $\tau_0$ . A tensão de escoamento dos fluidos de Bingham corresponde à tensão aplicada em condições muito próximas a taxas nulas de cisalhamento.

A *média* dos resultados individuais dos concretos da Tabela 6.4, com 10 minutos após a adição de água ao cimento, é apresentada na Figura 6.17.

O comportamento do ARR no tocante as propriedades reológicas dos concretos C60, determinadas para  $t = 10$  min, foi muito próximo ao obtido para os concretos C80, no mesmo período. *O ARR melhorou as propriedades reológicas dos concretos C60, reduzindo a tensão de escoamento e a viscosidade plástica, para os resultados determinados logo após sua adição à mistura.* Observa-se uma diminuição na magnitude da tensão de escoamento dos concretos (Figura 6.17 a). Este comportamento pode ser explicado pela redução do atrito interno do concreto, favorecendo a movimentação espacial dos grãos maiores.



(a)



(b)

**Figura 6.17 - Concretos C60 - Resultados médios de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados com 10 minutos após a adição da água ao cimento: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

O abatimento do concreto de referência foi levemente inferior ao da mistura contendo 1% de ARR que, por sua vez, foi menor do que o do concreto com 2%, sendo respectivamente iguais à 210 mm, 220 mm e 230 mm (Tabela 6.4). É o processo inverso de perda de trabalhabilidade, pois com adição do ARR houve redução no  $\tau_0$  e aumento no abatimento.

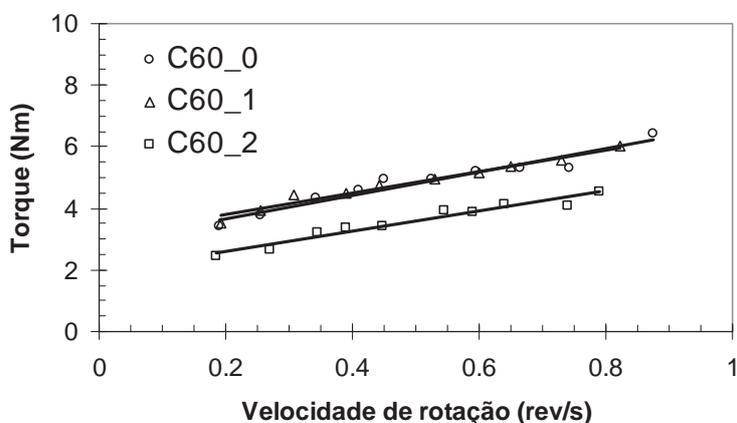
Apesar do elevado abatimento inicial, os concretos apresentaram-se viscosos e coesos, porém as misturas contendo 2% de ARR apresentaram uma leve tendência à segregação, nos concretos C60, cujo consumo de finos (c + sa) é menor do que nos C80. RIXOM e MAILVAGANAM (1999) também observaram aumento no abatimento, quando o ARR foi usado numa dosagem de 2%, em relação à massa de cimento, num concreto com  $460 \text{ kg/m}^3$ , sem descontar o volume de ARR da água de amassamento. Os autores mencionam que, quando a quantidade de água da mistura foi abatida pelo

volume correspondente de ARR, o concreto apresentou muito pouco ou mesmo nenhuma variação, conforme mencionado na revisão bibliográfica.

Com relação às viscosidades plásticas, os concretos contendo ARR apresentam resultados muito próximos (da ordem de 30% menores) aos do concreto de referência (Figura 6.17 b). A redução parece ser devido à melhora na dispersão das partículas finas, deslocando a água livre, que passou a atuar como lubrificante da movimentação das partículas, o que acarretou a diminuição de  $\tau_0$ . Uma vez que a viscosidade está associada à bombeabilidade, os resultados reológicos, determinados logo após o término da mistura, mostram que os concretos contendo ARR, por apresentarem menor viscosidade, custam menos para serem lançados, pois necessitam um esforço mecânico menor.

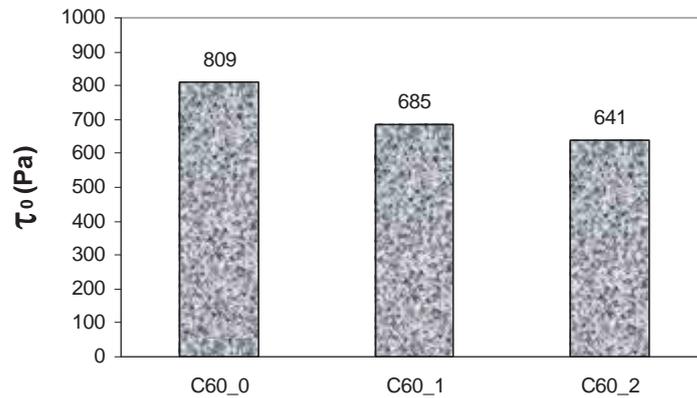
#### 6.1.2.2 Efeito do ARR nas propriedades reológicas dos concretos C60 para $t = 50 \text{ min}$

A Figura 6.18 mostra as *curvas típicas* de torque versus velocidade de rotação e a Figura 6.19 os resultados médios, com 50 minutos após a adição da água ao cimento.

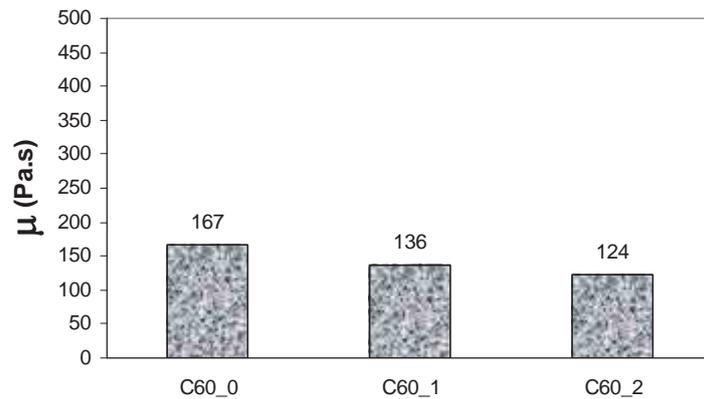


**Figura 6.18 - Concretos C60 - Curvas típicas de torque versus velocidade de rotação, usando o modelo de Bingham, após 50 minutos da adição da água ao cimento.**

Os resultados de torque versus velocidade de rotação, mostrados nas curvas típicas, apresentam-se bem lineares, mostrando que houve uma correlação muito boa com o modelo de Bingham. O comportamento linear, com tensão de escoamento, foi observado para os concretos com e sem aditivo redutor de retração, nos dois intervalos de tempo investigados. Esse comportamento também foi observado anteriormente, para o tempo de 10 minutos.



(a)



(b)

**Figura 6.19 - Concretos C60 - Resultados médios de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados com 50 minutos após a adição da água: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

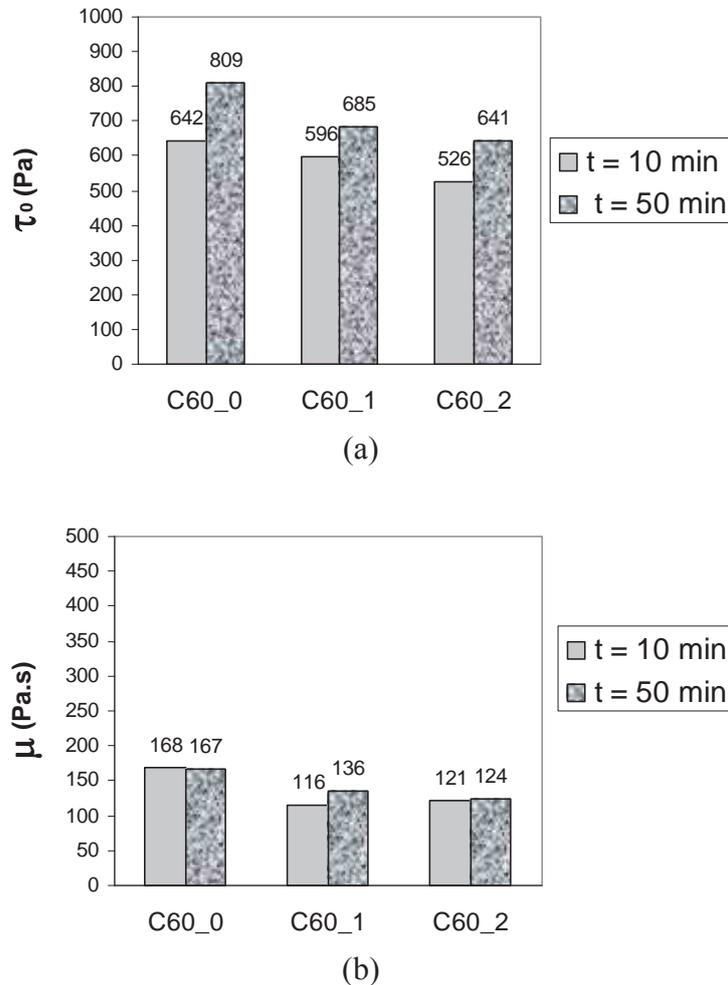
A influência do ARR nos concretos C60, para  $t = 50$  min, foi muito próximo ao obtido para os concretos C80, no mesmo intervalo de tempo.

Após 50 minutos da adição da água, a tensão de escoamento de Bingham decresceu de 15% e 20%, para as misturas contendo 1% e 2% de ARR, respectivamente, em relação ao concreto de referência (Figura 6.19 a).

As viscosidades plásticas dos concretos são muito próximas às determinadas no término da mistura, indicando uma redução gradual, com o aumento do teor de ARR. Em razão disso, pode-se dizer que o efeito de dispersão das partículas foi mantido no período de uma determinação para outra. Mas, também, que os resultados são considerados próximos, pois os valores obtidos no reômetro são bem sensíveis, podendo-se dizer que a viscosidade não muda expressivamente (Figura 6.19 b).

### 6.1.2.3 A influência do tempo nas propriedades reológicas dos concretos C60

A Figura 6.20 mostra a comparação dos resultados reológicos dos concretos C60, determinados com 10 e com 50 minutos após a adição de água ao cimento.



**Figura 6.20 - C60 - Evolução das propriedades reológicas em função do tempo: (a) tensão de escoamento e (b) viscosidade plástica.**

A influência do tempo no comportamento reológico dos concretos C60, com e sem ARR, foi semelhante ao que ocorreu com os concretos C80. Houve um aumento na tensão de escoamento, da ordem de 20%, independente da presença do ARR (Figura 6.20 a). Isso revela que, embora o ARR contribua para redução de  $\tau_0$ , quem governa a perda da trabalhabilidade é o aditivo superplastificante, responsável pela dispersão de partículas pelo efeito eletroestérico. Olhando cada concreto (contendo 0, 1 ou 2% de ARR) separadamente, vê-se que houve uma redução nos abatimentos determinados para t = 10 e t = 50 minutos, comprovando uma perda na trabalhabilidade (Tabela 6.4 e

Tabela 6.5). Os abatimentos dos concretos passaram de 210 mm para 190 mm (no C60\_0), de 220 mm para 200 mm (no C60\_1) e de 230 mm para 210 mm (no C60\_2).

Com relação à viscosidade plástica, praticamente não houve alteração no período de tempo de 40 minutos, como aconteceu para os concretos C80, mostrando que a viscosidade é pouco afetada com o tempo, pelo menos até 50 minutos do lançamento da água ao cimento. Tal fato foi também observado por HU e De LARRARD (1996).

No intervalo de tempo estudado, para concretos C60, as tensões de escoamento variaram de 526Pa (C80\_2% e  $t = 10\text{min}$ ) a 809Pa (C80\_0 e  $t = 60\text{min}$ ) e as viscosidades plásticas variaram de 121Pa.s (C80\_2% e  $t = 10\text{min}$ ) para 168Pa.s (C80\_0 e  $t = 10\text{min}$ ). A título de comparação, o intervalo obtido por De LARRARD (1999) para tensão de escoamento foi de 300 a 1200 Pa e de 100 a 300 Pa.s para viscosidades plásticas, trabalhando com concretos diversos, abatimentos de 100mm a 230mm e usando o BTRHEOM, como já mencionado.

### *6.1.3 Comparação dos resultados reológicos dos concretos C60 e C80*

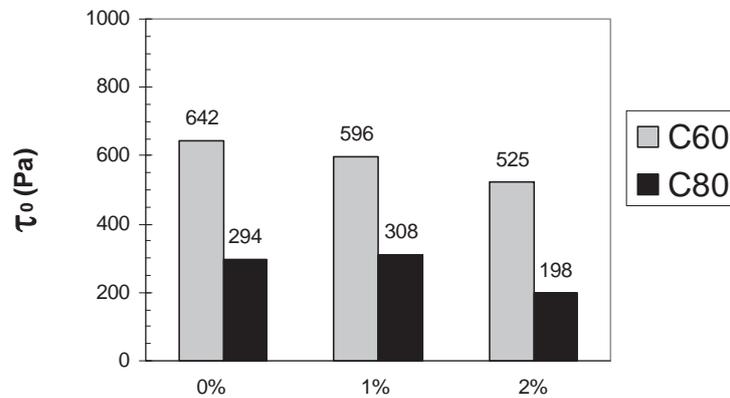
#### *6.1.3.1 Tensão de escoamento*

A Figura 6.21 mostra os resultados de tensão de escoamento dos concretos C80 e C60 para os dois intervalos regulares de tempo investigados, pelo modelo de Bingham.

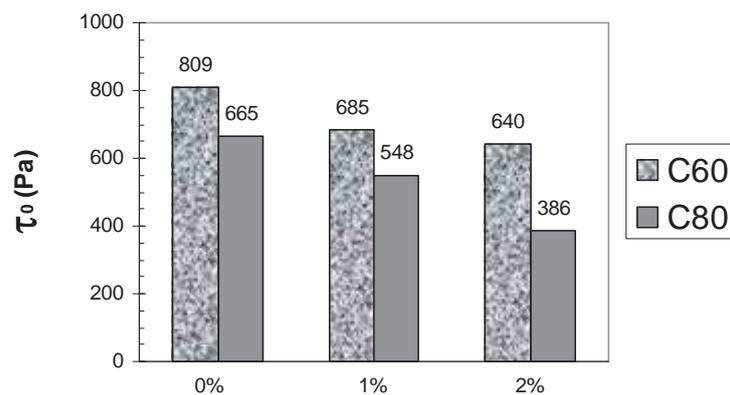
Para comparar as propriedades reológicas dos concretos C80 e C60 faz-se necessário levar em consideração a influência das partículas finas, no caso desse trabalho, a sílica ativa e o cimento (matriz), os efeitos dos agregados (partículas grossas), bem como a interação entre elas, embora não existam, na literatura, regras que definam quantitativamente, com exatidão, o efeito de cada parcela, sendo avaliado apenas qualitativamente.

No caso do concreto C60, a concentração de partículas grossas é maior do que nos concretos C80 (Tabela 5.13). Isso faz com que no concreto C60 a movimentação entre os agregados seja dificultada, aumentando o contato entre eles. Essa dificuldade é mensurada pelo atrito interno do concreto e também pela relação matriz/agregado. Com menor teor de matriz e predominando o contato entre os agregados, o valor da fluidez aumenta (PILEGGI, 2001). Como a fluidez está relacionada à tensão de escoamento

(OLIVEIRA *et al.*, 2000; ALTABLE E CASANOVA, 2006),  $\tau_0$  se eleva. Assim, a tensão de cisalhamento inicial precisa ser maior para vencer tanto o atrito interno mais elevado, provocado pelos fenômenos de massa, como a tensão de escoamento, provocada pelo efeito de superfície dos grãos finos.



(a)



(b)

**Figura 6.21 - Comparação entre as tensões de escoamento dos concretos C60 e C80 pelo método de Bingham: (a)  $t = 10$  minutos após a adição de água e (b)  $t = 50$  minutos após a adição de água.**

Por outro lado, nos concretos C80, com maior quantidade de matriz, ficam assegurados maior coesão, maior lubrificação entre os grãos dos agregados e mais espaço disponível para movimentação entre eles. Por conseqüência, a tensão de cisalhamento, para iniciar o escoamento, é menor.

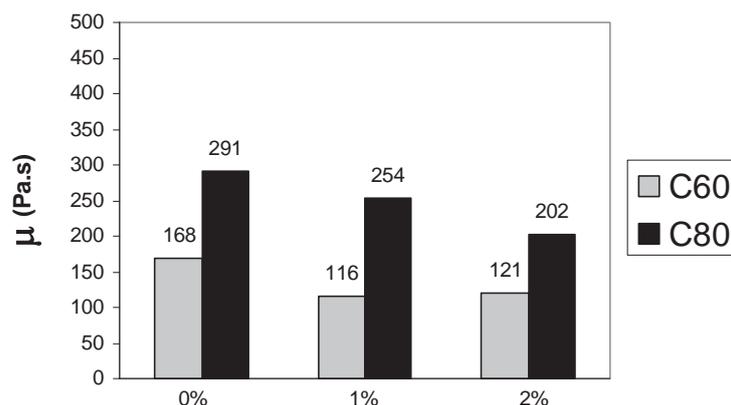
É importante observar que os abatimentos dos concretos C60 e C80, contendo 0, 1 e 2% de aditivo redutor de retração, são muito próximos, até porque foi uma condição inicialmente estabelecida: abatimentos iniciais de  $220 \pm 20$  mm. Para  $t = 10$  min, os

concretos C60 e C80 de referência têm abatimentos médios de 200 mm e 210 mm, enquanto os concretos C60 e C80 com 1% de ARR apresentam abatimentos médios de 210 mm e 220 mm e os concretos C60 e C80 contendo 2% de ARR, abatimentos médios de 220 mm e 230 mm, respectivamente. Tomem-se, a título de exemplificação, os concretos C60\_0% e C80\_2% cujos pares  $\tau_0$  e  $\mu$  são iguais a (642 Pa, 168 Pa.s) e (198 Pa, 202 Pa.s), enquanto os abatimentos são de 210mm e 220 mm. Apesar dos abatimentos estarem bem próximos, são concretos com propriedades reológicas muito diferentes. *Isso corrobora o que TATTERSALL e BANFILL (1983) mostraram, há mais de 20 anos, isto é, que não se pode caracterizar um concreto fresco utilizando um ensaio com apenas um parâmetro, normalmente a consistência, mas que são necessários dois termos.* O ensaio de abatimento, baseado em um único valor para avaliar as propriedades reológicas de um concreto, tem sido criticado por fornecer um mesmo resultado para misturas com características reológicas bem diferentes. É geralmente aceito que as propriedades reológicas do concreto podem ser descritas em termos de duas quantidades físicas fundamentais: tensão de escoamento e viscosidade plástica, conseguidas pelo ensaio com o reômetro BTRHEOM, por exemplo.

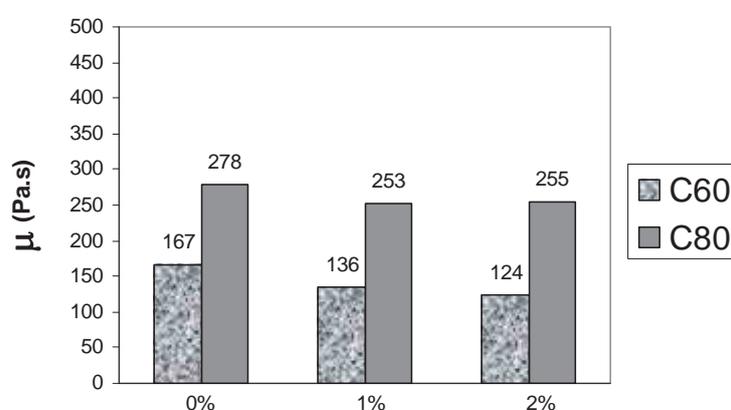
#### *6.1.3.2 Viscosidade plástica*

A Figura 6.22 mostra os resultados de viscosidade plástica dos concretos C80 e C60 para os dois intervalos regulares de tempo investigados.

Com relação à viscosidade plástica, a situação se inverte, os concretos C60 apresentam magnitude menor de  $\mu$  do que os concretos C80. Nos concretos C80 a viscosidade é maior do que nos concretos C60, pois a quantidade de matriz é maior, o que significa maior concentração de partículas finas, o que contribui para a formação dos aglomerados que asseguram maior coesão ao concreto. Como, do ponto de vista físico a viscosidade é um indicativo da coesão entre as moléculas (STREET *et al.*, 1996), quanto mais coeso o fluido, mais viscoso. Outro aspecto que pode ter contribuído para a maior viscosidade nos concretos C80 é a maior concentração de aditivo superplastificante. Nessas misturas, a dosagem de saturação foi de 0,45% de sólidos contra 0,40% nos concretos C60. Segundo De LARRARD (1999) a mistura com maior teor de superplastificante apresenta maior viscosidade plástica.



(a)



(b)

**Figura 6.22 - Comparação entre as viscosidades plásticas dos concretos C60 e C80 pelo método de Bingham: (a)  $t = 10$  minutos após a adição de água e (b)  $t = 50$  minutos após a adição de água.**

Constata-se que há um aumento na viscosidade, com a diminuição da relação a/c, resultado também observado por HU (1995) *apud* SEDRAN (1999). De fato, os concretos com relação a/c menor apresentam maior quantidade de matriz e concentração mais elevada de superplastificante.

O conhecimento das propriedades reológicas de um concreto é importante para escolha do equipamento para bombear o concreto para dentro das tubulações. KAPLAN (2001) apresenta um estudo profundo sobre o assunto. Embora o escoamento de um material de Bingham seja bem caracterizado e as variações das tensões de cisalhamento variem de um valor máximo (nas paredes da tubulação) até zero (no centro), assume-se que o material é homogêneo. O concreto bombeado forma uma camada de pasta que lubrifica as paredes da tubulação e facilita o escoamento. A bombeabilidade de um concreto é governada, principalmente, por sua habilidade de formar e manter essa camada sob as

condições de bombeamento. A viscosidade controla o manuseio do concreto, quando submetido a grande velocidade como dentro de uma bomba (De LARRARD, 1999). Foi verificado, anteriormente, pela pesquisadora, em canteiro de obra, bombeando concretos com classes de resistência de 80 MPa e de 25 MPa, onde o primeiro requeria uma energia muito superior para o bombeamento, porém a colocação, espalhamento e adensamento eram mais facilitados. Praticamente a vibração (modo mais comum de adensar o concreto) remove a tensão de escoamento do concreto fresco (BANFILL L, 2003). Concretos com menor tensão de escoamento, são mais fáceis de vibrar. Todos esses fatores devem ser levados em consideração para efeito de custo. Ainda é necessário estabelecer especificações reológicas mais precisas, com relação ao bombeamento para uma dada instalação.

Para uma pequena variação do intervalo de abatimento estudado ( $220 \text{ mm} \pm 20 \text{ mm}$ ), a tensão de escoamento e a viscosidade plástica variaram substancialmente. Em virtude disso, a determinação dos dois últimos parâmetros reológicos constitui uma maneira versátil para avaliar a qualidade de produção dos concretos frescos. Pela determinação dos parâmetros reológicos, usando o reômetro, podem ser detectadas alterações na composição dos concretos, inicialmente, as quais comprometeriam as propriedades do material, quando endurecido, e seu desempenho em uso.

## 6.2 Teor de ar

O teor de ar dos concretos C80 e C60 foi determinado pelo método pressométrico em algumas misturas, conforme mostrado na Tabela 6.7. Os resultados variaram de 1,5% a 2,5%, valores considerados satisfatórios para misturas sem adição de incorporador de ar. Dentro desse intervalo, o conteúdo de ar não afetou expressivamente os resultados de resistência à compressão (seção 6.7). MALTESE *et al.* (2005) chegaram à mesma conclusão, trabalhando com argamassas fabricadas com areia normalizada, contendo 1,5% a 4% de ARR.

Para a mistura C80\_1 foi determinado, também, o teor de ar pelo método gravimétrico, cujo resultado foi igual a 1,85% contra 2,0%, obtido pelo método pressométrico, revelando boa concordância entre os métodos e confiabilidade dos resultados.

**Tabela 6.7 – Teor de ar dos concretos C80 e C60, determinado pelo método pressométrico.**

Concreto	(%)
C80_0	1,5
C80_1	2,0
C80_2	2,3
C60_0	1,7
C60_1	2,0
C60_2	2,5

RIXOM e MAILVAGANAM (1999) mencionam que o ARR afeta o teor de ar do concreto, quando usado com aditivo incorporador de ar, e recomenda que a dosagem do incorporador de ar deve ser aumentada na presença do ARR. No caso dos concretos dessa pesquisa, que não continham aditivo incorporador de ar, a presença de 2% de ARR, em relação à massa de cimento, alterou o conteúdo de ar do concreto fresco, mas não a ponto de causar mudança expressiva na resistência à compressão (seção 6.7).

### **6.3 Patamar de percolação**

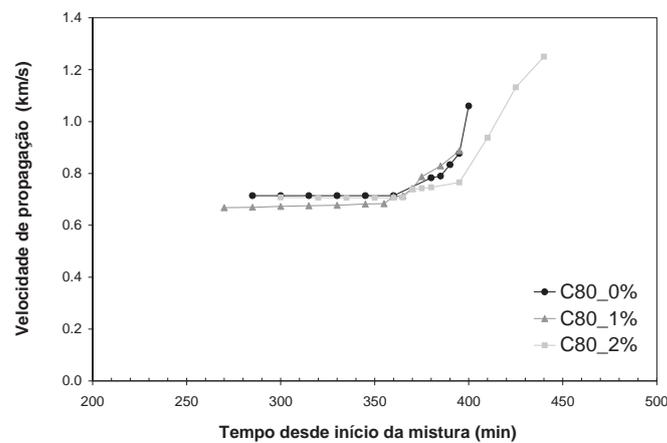
Sob o ponto de vista da evolução da estrutura do material, ou seja, do seu desenvolvimento químico, dois métodos foram usados para determinar o patamar de percolação: o da velocidade do pulso ultra-sônico e o da evolução da temperatura. A determinação experimental do patamar de percolação, balizou o tempo de início das determinações da retração autógena nos prismas, referenciando o início das tensões induzidas pelas deformações, ou seja, o tempo no qual o concreto desenvolveu uma estrutura rígida o suficiente para permitir transferência de tensões de tração.

Uma vez que o patamar de percolação é dependente da temperatura do sistema cimentício, os ensaios foram realizados numa sala climatizada, com temperatura entre  $21 \pm 2^\circ\text{C}$ . Cuidados foram tomados para controlar a perda de umidade do concreto.

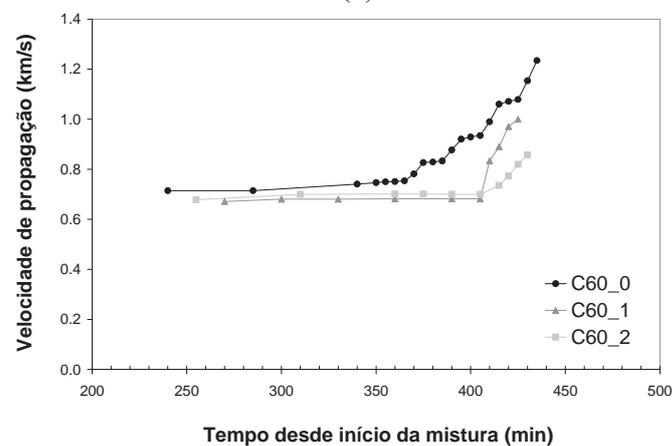
#### **6.3.1 Método ultra-sônico**

A metodologia deste ensaio está descrita em 5.4.4. A Figura 6.23 apresenta as curvas típicas de velocidade de propagação do pulso sônico *versus* tempo decorrido desde o

início da mistura (cimento e água), para os concretos classe C80 e C60, respectivamente.



(a)



(b)

**Figura 6.23 – Curvas típicas para determinação do patamar de percolação pelo método da velocidade de pulso ultra-sônico: (a) concretos C80 e (b) concretos C60.**

Para os concretos C80 (Figura 6.23 a), os resultados do patamar de percolação, determinados pelo método da velocidade de pulso ultra-sônico, foi de 6:00h (360 minutos), tanto para o concreto de referência como também para a mistura contendo 1% de ARR, enquanto que, para a mistura com 2% ARR, foi de cerca de 6:40h (400 minutos). Portanto, houve um pequeno retardamento no valor do patamar de percolação (de cerca de 40 minutos) para a mistura contendo 2% de ARR, em relação à mistura de referência e à mistura contendo 1% de aditivo redutor.

Para os concretos C60 (Figura 6.23 b), as determinações experimentais usando o método ultra-sônico, mostraram que o patamar de percolação foi de 6:05h (365

minutos) para o concreto de referência e de 6:45h (405 minutos) para os concretos contendo ARR.

As misturas contendo 2% de ARR apresentaram um retardamento na velocidade de hidratação, aumentando o tempo para configurar o patamar de percolação de 40 e 45 minutos, respectivamente, para a mistura classe 80 e classe 60 MPa. RIXOM e MAILVAGANAM (1999) também observaram retardamento de cerca de 1h no tempo de pega dos concretos com 2% de ARR, comparado com o de referência. O efeito do ARR, na redução da tensão superficial da água, pode diminuir as forças de atração interpartículas da fase floculada e retardar a formação do primeiro caminho contínuo.

Não foi encontrado estudo para determinação do patamar de percolação, em sistemas cimentícios contendo ARR, usando método ultra-sônico. WEISS e BERKE (2002) obtiveram aumento no tempo de início de pega, em misturas com 2% de ARR, em relação à mistura de referência, usando método de resistência à penetração (ASTM-C-403). FOLLIARD e BERKE (1997) constataram aumento no tempo de pega dos concretos contendo 1,5% de ARR (em relação à massa de cimento e sílica ativa) comparado ao concreto de referência, usando método da agulha de *Vicat*.

Em sistemas com temperaturas mais baixas, o patamar de percolação ocorre numa idade mais avançada, em virtude das reações químicas serem mais lentas (WEISS, 2002; D'ALOIA, 2002.). Tal fato foi verificado nessa pesquisa quando se determinou o patamar de percolação das misturas C80\_2%, usando os materiais constituintes numa temperatura de 4°C, elevando o patamar de percolação para 8 horas.

Por fim, cabe ressaltar a importância do contato contínuo entre as superfícies do concreto e do transdutor (conseguida nesta pesquisa com uso de gel de silicone de uso hospitalar). Sem o acoplamento perfeito, não há propagação da onda, inviabilizando o ensaio, como ocorreu em algumas misturas.

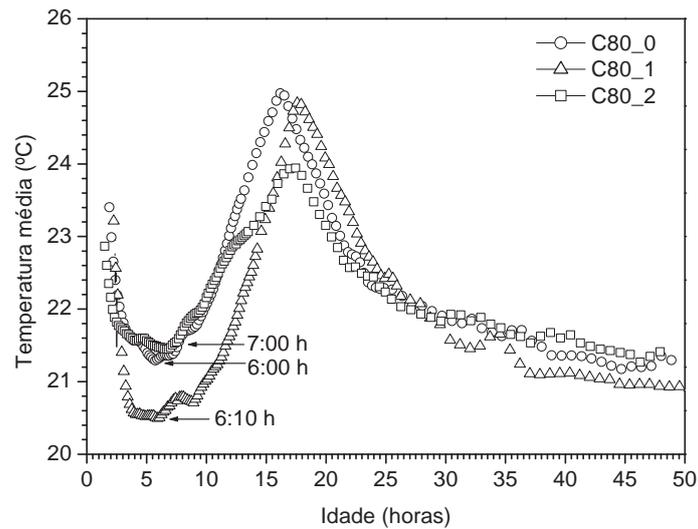
### ***6.3.2 Método da curva calorimétrica***

*O método da curva calorimétrica ou método do desenvolvimento de temperatura* foi determinado usando dois termopares, inseridos na metade da altura dos corpos-de-prova.

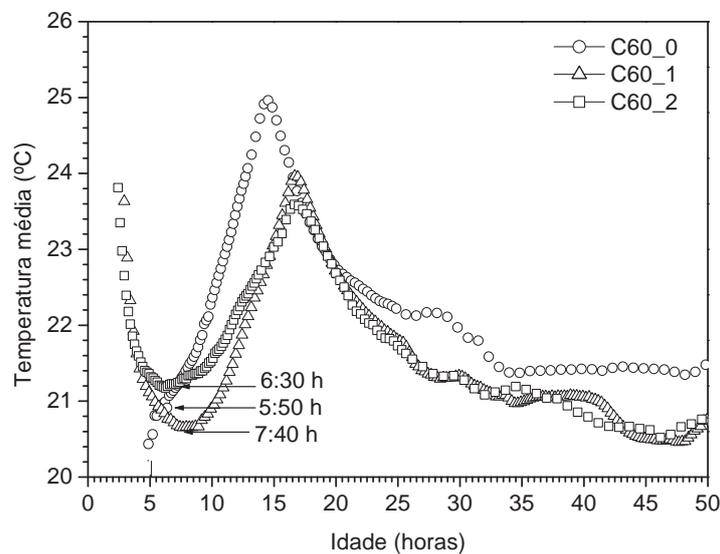
Na Figura 6.24 a e b são apresentadas as curvas típicas de evolução de temperatura dos concretos C80 e C60, respectivamente, nas primeiras 48 horas de hidratação, sob condições isotérmicas (temperatura de  $21 \pm 2$  °C). A curva representativa de cada concreto é a média de seis curvas, referentes aos 6 termopares embutidos, dois a dois, nos três corpos-de-prova prismáticos ensaiados.

Também por esse método, observa-se um retardamento no desenvolvimento de calor de hidratação de até 60 min, para as misturas contendo 2% de ARR, em relação às respectivas misturas de referência, nas duas classes de concreto investigadas. WEISS e BERKE (2002) também notaram uma diminuição no desenvolvimento de calor de hidratação nas misturas com ARR, em relação à de referência, usando esse mesmo método.

Os corpos-de-prova alcançaram o pico de temperatura entre 14 a 18 horas. Após atingido o pico, a temperatura diminui paulatinamente até se estabilizar com a temperatura da sala. Após cerca de 48 horas as temperaturas dos corpos-de-prova se estabilizaram com a da sala. Os concretos de referência apresentaram o maior pico de temperatura (4 °C). O gradiente de temperatura entre o interior do concreto e o ambiente foi 2,5°C nas misturas contendo 2% de ARR, para as duas classes de resistência. A magnitude não é grande porque as dimensões do prisma ensaiado são pequenas e porque a temperatura externa é mantida em condição isotérmica ( $21 \pm 2$  °C). Em virtude disso, as deformações de origem térmicas autógenas, devido ao calor de hidratação são de pequena magnitude (máxima de  $40 \times 10^{-6}$ ), porém ainda assim foram descontadas da deformação total lidas nos defletômetros para determinação da retração autógena, como será visto na seção 6.4.



(a)



(b)

**Figura 6.24 - Curvas típicas para determinação do patamar de percolação pelo método da curva calorimétrica, usando termopares embutidos nos prismas e conectados a uma unidade de aquisição de dados datalogger, nas primeiras 48 horas de hidratação, sob temperatura de  $21 \pm 2$  °C: (a) concretos C80 e (b) concretos C60.**

Pela Figura 6.24 observa-se que o tempo correspondente ao fim do período de dormência, determinado pela curva de evolução de temperatura, provocada pelo calor de hidratação, é obtido com boa precisão pela curva calorimétrica, depois dela traçada. Entretanto, cabe salientar que a curva vai sendo traçada à medida que o ensaio vai se desenvolvendo. Durante a execução do ensaio é difícil perceber o momento exato do fim do período de dormência (ver 2.4.2), ao contrário do método ultra-sônico, onde se percebe com facilidade a elevação da velocidade de propagação durante a execução do ensaio. Porém, ainda assim, o maior erro entre uma dada determinação individual, por

um método e outro obtido nesta pesquisa, foi de 2 horas, ainda considerado bem satisfatório para determinar o início da determinação da retração autóloga.

Sob o ponto de vista da influência da relação água/ materiais cimentícios no patamar de percolação, viu-se que não houve alteração, para os concretos de referência, dentro do intervalo investigado (água/material cimentício entre 0,30 e 0,40 referente aos concretos C80 e C60, respectivamente). REINHARDT *et al.* (2000) também chegaram à mesma conclusão trabalhando com concretos cujo a/c variou de 0,50 a 0,60.

### 6.3.3 Correlação entre método ultra-sônico e curva calorimétrica

A Tabela 6.8 apresenta os resultados de patamar de percolação, determinado pelos dois métodos, para fins comparativos.

**Tabela 6.8 – Patamar de percolação dos concretos determinados pelo método ultra-sônico e pelo método da curva calorimétrica.**

Concreto	Método ultra-sônico (h)	Método da curva calorimétrica (h)
C80_0	6:00	6:00
C80_1	6:00	6:10
C80_2	6:40	7:00
C60_0	6:05	5:50
C60_1	6:45	7:40
C60_2	6:45	6:30

Pela Tabela 6.8, o tempo correspondente ao fim de dormência, obtido pelo método evolução da temperatura, está próximo do tempo correspondente ao aumento brusco de propagação do pulso sônico, mostrando uma boa correlação entre os dois métodos. Entretanto, mais pesquisas devem ser realizadas, para correlacionar o aumento brusco na velocidade de propagação do pulso ultra-sônico e o fim do período de dormência, com o início da capacidade do concreto de transferir tensões de tração.

O método da evolução da temperatura, provocada pelo calor de hidratação do cimento, deve ser usado como método comparativo com outros que estimam a pega e o endurecimento. WEISS (2002) menciona ainda que o método pode indicar variações nas reações químicas que conduzem a mudanças no desenvolvimento da microestrutura.

Porém, não fornece informações acerca da formação do primeiro caminho contínuo de produtos de hidratação. Entretanto, uma vez que o ensaio é iniciado por reações químicas e não por processos mecânicos, o método tende a antecipar as determinações e pode não proporcionar uma correlação direta com patamar de percolação. O método da velocidade de pulso sônico parece ser mais apropriado para determinar o patamar de percolação, uma vez que há um aumento brusco na velocidade de propagação da onda ultra-sônica num meio contínuo, ou seja, no momento, ou muito próximo do momento em que se formou o primeiro caminho contínuo (patamar de percolação). Por essa razão este método está sendo sugerido nesta pesquisa, para determinar o patamar de percolação de sistemas cimentícios.

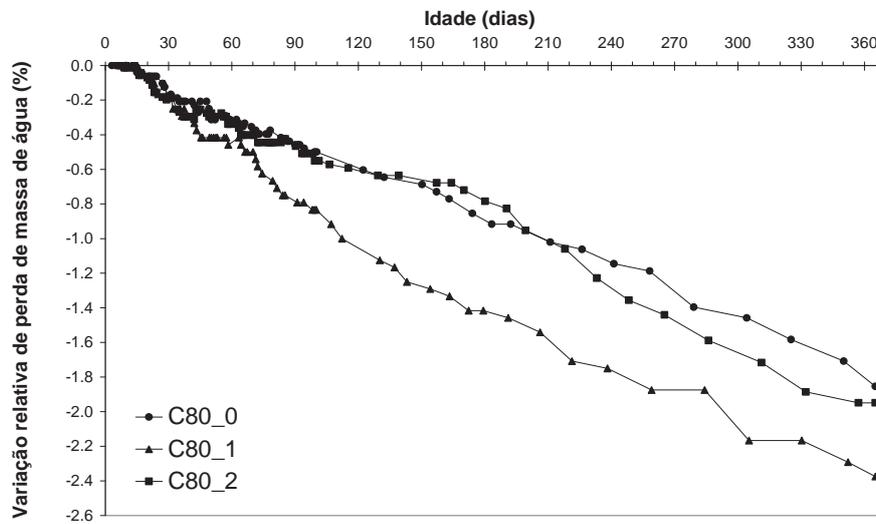
#### *6.4 Retração autógena*

A retração autógena unidimensional livre foi determinada em corpos-de-prova prismáticos, selados, com dimensões de 75mm x 75mm x 280mm, em concretos classe C80 e C60, contendo 0%, 1% e 2% de aditivo redutor de retração, base glicol. Para cada concreto foram moldados 3 corpos-de-prova, sendo a moldagem realizada em formas metálicas, revestidas de material anti-aderente para minimizar o atrito entre o corpo-de-prova e o molde, para que o movimento livre do corpo-de-prova não fosse restringido, conforme metodologia descrita em 5.5.

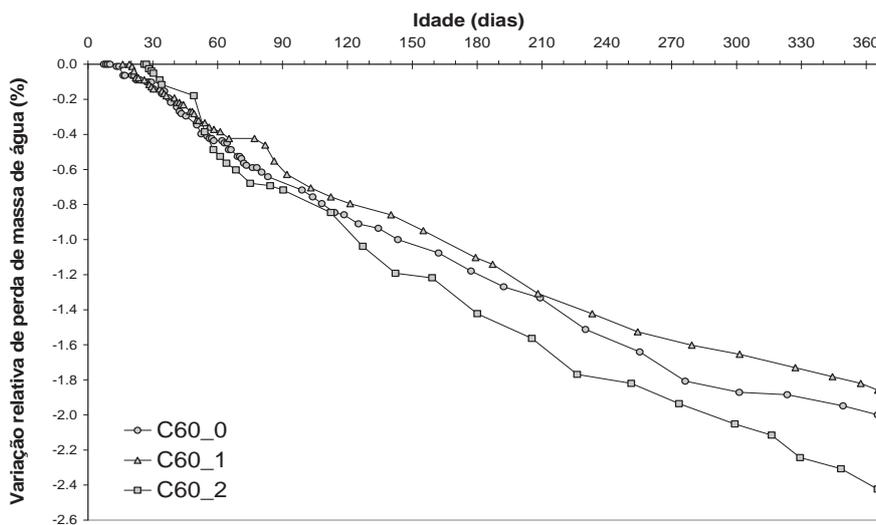
##### *6.4.1 Perda de massa*

A variação de massa de água, em relação à massa total, foi de no máximo 0,5%, em todos os concretos, até 60 dias. Nesse período pode-se dizer que foi mantida uma boa selagem dos corpos-de-prova, de modo que a retração por secagem foi desprezível. Observou-se que a cola das fitas adesivas perdeu sua eficácia, com o tempo, de modo que, aos 180 dias e 365 dias, a perda de massa foi de até 1,5% e 2,5%, respectivamente. Nessa situação, considerou-se que a parcela de retração por secagem foi expressiva, não sendo considerado um processo autógeno. *Foi estabelecido que os resultados de retração autógena satisfatórios corresponderiam à idade cuja perda de massa de água fosse no máximo 1,0% (o dobro da considerada como processo autógeno), o que aconteceu na idade de 120 dias, aproximadamente* (Figura 6.25). Cada resultado médio

da variação de massa de água correspondeu à média aritmética de três a seis resultados individuais constantes no apêndice B (Figura B.7 e Figura B.8).



(a)



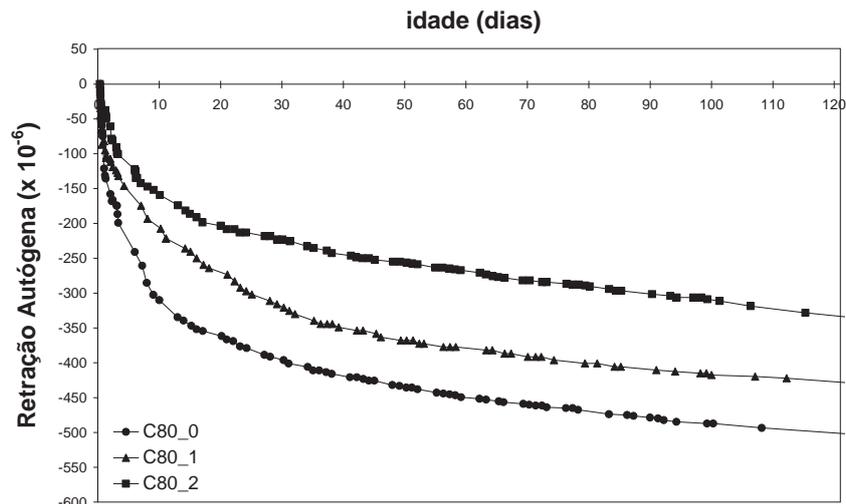
(b)

**Figura 6.25 - Resultados médios de variação de massa de água em relação à massa total, em corpos-de-prova prismáticos, selados, de 75 mm x 75 mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ : (a) C80 e (b) C60.**

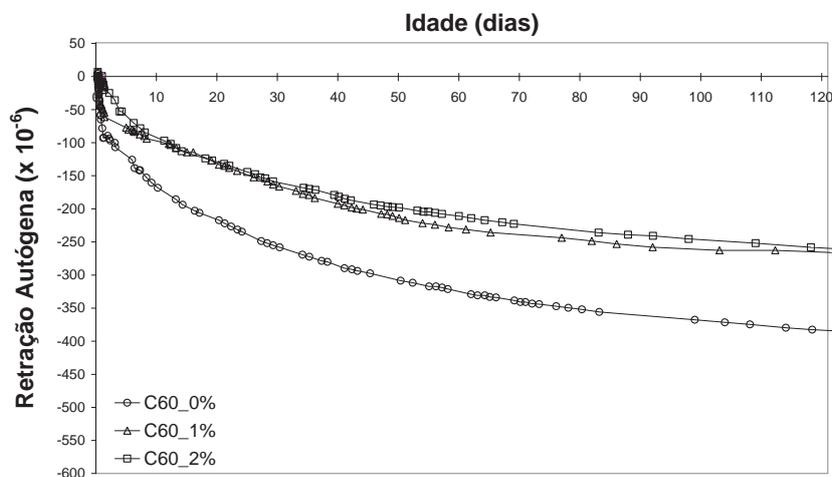
#### 6.4.2 Resultados médios

A Figura 6.26 mostra as curvas médias de retração autóloga livre de prismas, em função da idade, para os concretos C80 e C60, desde o patamar de percolação (correspondendo a idade igual a zero, no gráfico) até a idade de 120 dias.

Os resultados apresentados correspondem à média aritmética dos resultados individuais, determinados experimentalmente, apresentados no apêndice B (Figura B.9 e Figura B.10). Os resultados individuais de retração autóloga livre, por concreto, apresentaram-se próximos, revelando um bom controle nas operações de ensaio.



(a)



(b)

**Figura 6.26** Resultados médios de retração autóloga unidimensional determinada desde o patamar de percolação (usando ultra-som) até a idade de 120 dias, em corpos-de-prova prismáticos de 285mm x 7,5mm 7,5mm, para  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ : (a) concretos C80 e (b) concretos C60.

A Tabela 6.9 mostra os resultados médios de retração autóloga nas idades de 1, 3, 7, 28, 90 e 120 dias para os concretos C80 e C60.

**Tabela 6.9 – Resultados médios de retração autógena ( $\times 10^{-6}$ ) em diversas idades para os concretos C80 e C60.**

Idade (dias)	C80_0	C80_1	C80_2	C60_0	C60_1	C60_2
1	-121	-91	-60	-78	-48	-36
3	-177	-125	-90	-100	-70	-51
7	-261	-174	-142	-141	-87	-84
28	-387	-311	-218	-252	-158	-158
90	-480	-410	-301	-362	-255	-240
120	-501	-382	-333	-384	-265	-269

A retração autógena cresce com a idade, porém o comportamento da função é tal que o crescimento é maior nas primeiras idades e menor à medida que o tempo avança. A retração autógena no concreto de referência C80 variou de  $-121 \times 10^{-6}$ , com 1 dia, até  $-501 \times 10^{-6}$ , aos 120 dias. Enquanto nos concretos com 1% e 2% de ARR, a retração variou de  $-91 \times 10^{-6}$  a  $-382 \times 10^{-6}$  e de  $-60 \times 10^{-6}$  a  $-333 \times 10^{-6}$ , no mesmo intervalo de tempo. A retração autógena no concreto C60\_0 variou de  $-78 \times 10^{-6}$ , com 1 dia, até  $-384 \times 10^{-6}$ , aos 120 dias. Enquanto nos concretos C60\_1 e C60\_2, a retração variou de  $-48 \times 10^{-6}$  a  $-265 \times 10^{-6}$  e de  $-36 \times 10^{-6}$  a  $-269 \times 10^{-6}$ , no mesmo intervalo de tempo.

A correção na retração autógena, devido à deformação de origem térmica, nos prismas de concreto, foi de magnitude pequena, devido ao fato da massa do prisma ser pequena e pelas condições do ambiente serem controladas. O gradiente de temperatura máximo foi cerca de  $4 \text{ }^\circ\text{C}$ , correspondendo a uma deformação térmica de  $40 \times 10^{-6}$ , para os concretos de referência (ver Figura 6.24).

O comportamento das curvas mostra uma redução significativa na magnitude da retração autógena dos concretos de alto desempenho, com a adição do aditivo redutor de retração. Nos concretos C80 houve uma diminuição na retração autógena com 1% de ARR porém, foi na mistura com 2% de ARR, que o resultado foi mais promissor (Figura 6.26 a). Nos concretos C60, o comportamento dos concretos com 1 e 2% de ARR foi muito próximo, não justificando o uso da dosagem maior, para fins de redução de retração autógena (Figura 6.26 b).

Comparando os concretos de referência com os respectivos concretos contendo ARR, nota-se uma mudança significativa na cinética das curvas, girando-as no sentido anti-horário (Figura 6.26). Por exemplo, comparando os concretos C80, com 0%, 1% e 2%

de ARR, aos 28 dias, a retração autógena correspondente diminuiu sua magnitude de  $-387 \times 10^{-6}$  para  $-311 \times 10^{-6}$  e  $-218 \times 10^{-6}$ , respectivamente (Tabela 6.9). A redução na magnitude da retração autógena foi observada em todas as idades, nos concretos C80 e C60. A maior estabilidade dimensional, sob condições seladas, na presença do aditivo ARR, se deve à sua ação de diminuir a tensão superficial nos capilares, reduzindo as tensões de tração.

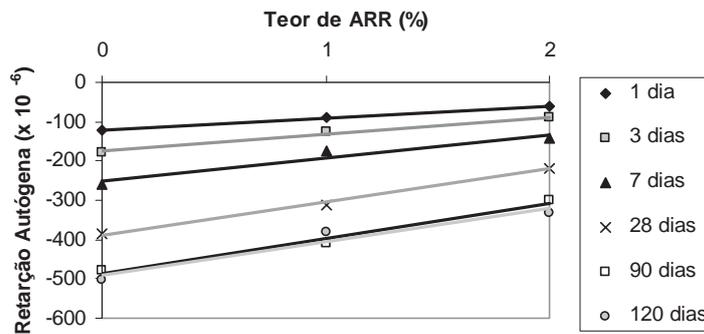
#### 6.4.3 A expansão inicial observada nos concretos C60 ( $a/c = 0,45$ )

Nesta pesquisa não foi observada expansão inicial nos concretos com  $a/c = 0,33$  (concretos C80). Entretanto, nos concretos com  $a/c = 0,45$  (concretos C60) foi observada pequena expansão inicial, em alguns corpos-de-prova, nas primeiras 30 horas. A expansão individual em um corpo-de-prova foi de até  $40 \times 10^{-6}$ , porém, na média dos três corpos-de-prova, por mistura, a expansão foi menor que  $10 \times 10^{-6}$ . Estes resultados estão de acordo com os obtidos por BAROGHEL-BOUNY *et al.* (2002). Esses autores trabalharam com pastas de cimento com diversas relações  $a/c$  (variando de 0,25 a 0,60) e obtiveram expansão inicial nos concretos com relação  $a/c$  média e alta, apenas. Nas pastas com  $a/c = 0,60$ , foi observada expansão nas primeiras duas semanas, enquanto nas pastas com  $a/c$  0,45 e 0,50 a expansão ocorreu nas primeiras 48 h, aproximadamente. Segundo os pesquisadores, essa expansão pode ser atribuída à formação e ao crescimento de grandes cristais de hidróxido de cálcio (e talvez agulhas de etringita - AFt), durante as reações de hidratação e, em áreas porosas, podem crescer até se tornarem maiores do que as partículas iniciais de clínquer. Investigações microestruturais dos concretos testados pelos autores apresentam argumentos que embasam esta explicação (ver 4.3.1.3 a). A magnitude da expansão está relacionada com a quantidade e o tamanho médio dos cristais de portlandita, determinados por ATG (análise termogravimétrica) e análise de MEV- sonda EDS (microscópio eletrônico de varredura com unidade microanalítica), respectivamente.

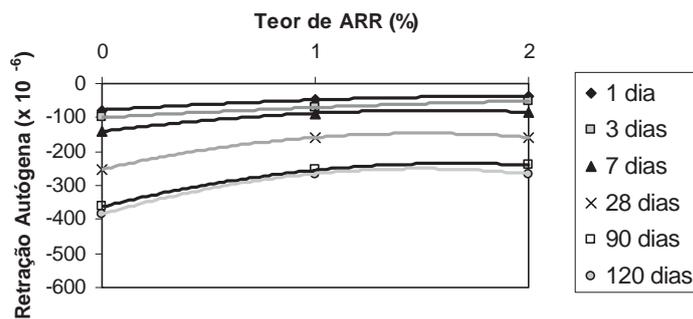
O fato da expansão inicial, atribuída principalmente ao crescimento dos grandes cristais de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , continuar por vários dias está de acordo, também, com os resultados de BENTZ e STUTZMAN (1994), obtidos com análise de imagem quantitativa. Os autores mostraram que a área ocupada pelos grandes cristais de hidróxido de cálcio (área  $> 16 \mu\text{m}^2$ ) aumentou com a idade, num material com  $a/c = 0,45$ , por pelo menos 7 dias. À medida que a hidratação prosseguiu, os grandes cristais continuaram a crescer.

#### 6.4.4 A taxa de redução na RA, em função do teor de ARR, nas diversas idades

A Figura 6.27 apresenta a redução da retração autógena, em função do teor de aditivo ARR, nas idades de 1, 3, 7, 28, 90 e 120 dias, para os concretos C80 e C60.



(a)



(b)

Figura 6.27 Variação da retração autógena em função do teor de aditivo, nas idades de 1, 3, 7, 28, 90 e 120 dias: (a) concreto C80 e (b) concreto C60.

Para os concretos C80, a retração autógena diminuiu linearmente com o aumento do teor de aditivo ARR, em todas as idades (Figura 6.27 a). Usando 1% de ARR, houve uma redução da ordem de 30% com 1, 3, e 7 dias e uma diminuição de cerca de 20% para 28, 90 e 120 dias. Dobrando o teor do aditivo, ou seja, usando 2% de ARR, a diminuição na retração autógena foi maior, sendo de 50% com 1 e 3 dias, de 45% aos 7 e 28 dias, reduzindo para cerca de 35% aos 90 dias e 120 dias.

Nos concretos com classe de resistência C60 também houve diminuição da retração com o uso de ARR, porém o comportamento foi diferente. A redução na retração autógena usando 1 e 2% de ARR foi muito próxima, especialmente a partir de 7 dias (Figura 6.27 b), quando os pontos referentes à retração autógena com 1% e 2% estão praticamente alinhados. Adicionando-se 1% de ARR ao concreto C60, a redução média na retração autógena, considerando todas as idades, foi da ordem de 35%. Com 2% de ARR, a redução média foi de 40%.

A Tabela 6.10 mostra a porcentagem de redução na retração autógena nos concretos contendo 2% de ARR em relação aos respectivos concretos de referência, para as idades de 1, 3, 7, 28, 90 e 120 dias.

**Tabela 6.10 – Porcentagem de redução da retração autógena dos concretos contendo ARR em relação ao concreto de referência, em diversas idades.**

Idade (dias)	$\frac{C80\_2}{C80\_0}$	$\frac{C60\_2}{C60\_0}$	Média
1	50	54	52
3	49	49	49
7	46	40	43
28	44	37	40
90	37	33	35
120	33	30	32

A retração autógena dos concretos com 2% de ARR, em relação à dos respectivos concretos de referência, é expressivamente menor, conforme já mencionado anteriormente.

Considerando o teor de 2% de ARR em relação ao concreto de referência (Tabela 6.10) vê-se que *a porcentagem de redução na retração autógena diminui à medida que a hidratação avança*. Na média, a redução é de cerca de 50% com 1 e 3 dias de idade, da ordem de 40% aos 7 e 28 dias, de 35% aos 90 e 32% aos 120 dias. A eficácia de redução da tensão superficial da água nos poros diminui seu efeito com o tempo, porém é maior justamente nas primeiras idades, quando o concreto apresenta menor resistência aos esforços de tração. Para BENTZ e JENSEN (2004), é razoável que a eficiência do

ARR decresça com o tempo, uma vez que as moléculas do redutor de tensão superficial são absorvidas pelos produtos de hidratação.

#### 6.4.5 Retração autógena relativa aos 28 dias

A percentagem relativa da retração autógena, em relação à idade de 28 dias, para os concretos C80 e C60, é apresentada na Tabela 6.11.

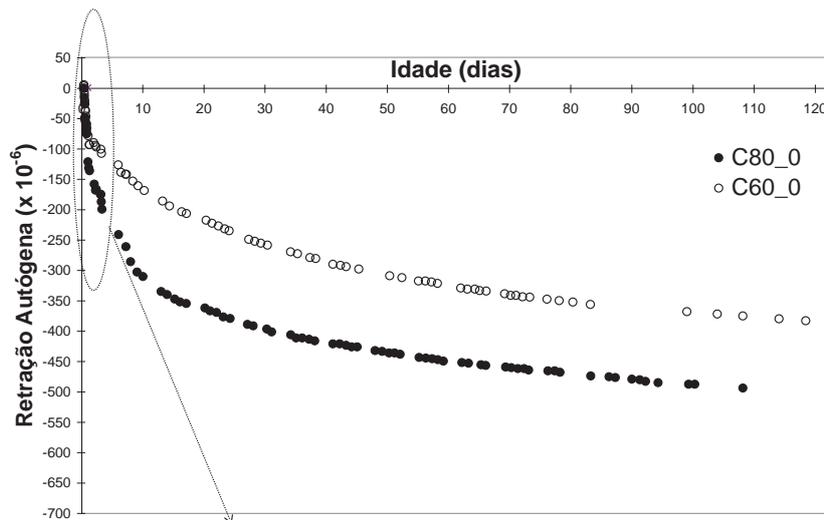
**Tabela 6.11 - Percentagem relativa da retração autógena em relação à idade de 28 dias, para os concretos C80 e C60.**

Idade (dias)	C80			C60		
	0%	1%	2%	0%	1%	2%
1	31	29	28	30	30	23
3	46	40	41	40	44	32
7	67	56	65	56	55	53
28	100	100	100	100	100	100
90	124	132	138	144	161	152
120	129	123	152	152	167	170

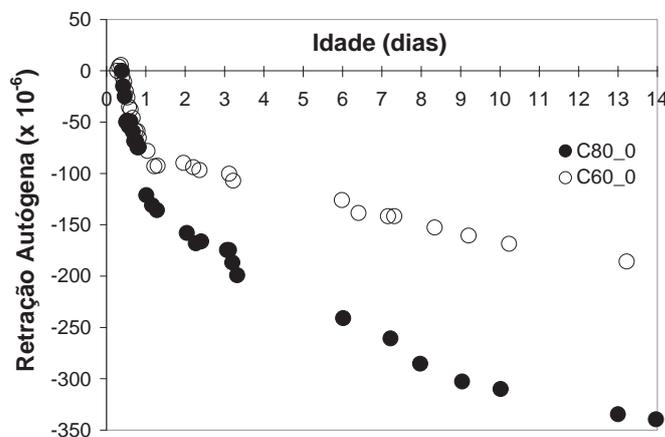
Observa-se que com 1 dia de idade a retração autógena representa, em média, cerca de 30% da retração autógena aos 28 dias. Essa ordem de grandeza foi obtida também por TAZAWA e MIYAZAWA (1995). Portanto, se o procedimento experimental iniciar com 24 horas ou mais, parte expressiva da retração autógena não está sendo considerada, além de uma parcela da retração térmica. Porém, esta última é de pequena magnitude, como foi observado nessa pesquisa (máximo de  $40 \times 10^{-6}$ ), em virtude da pequena dimensão dos corpos-de-prova e do ensaio ser realizado em condição isotérmica. Com 3 e 7 dias observaram-se aproximadamente 40% e 60% da retração aos 28 dias. Após 120 dias, houve um crescimento médio de 40%, porém deve-se considerar uma parcela devida à retração por secagem, já que a perda de massa de água é da ordem de 1% (ver 6.4.1).

#### 6.4.6 A retração autógena e o a/c

Comparando-se os concretos de referência, a retração autógena da mistura C80 foi, em média, cerca de 70% maior que a do concreto C60 com 1, 3 e 7 dias, 50% maior aos 28 dias e 30% maior aos 90 e 120 dias. Ou seja, reduzir a relação água/(c+sa) de 0,40 para 0,3 aumentou substancialmente a magnitude da retração autógena (Figura 6.28).



(a)



(b)

Figura 6.28 – Retração autóloga dos concretos C80 e C60: (a) desde o patamar de percolação até 120 dias e (b) primeiros 14 dias.

Pela equação de Kelvin-Laplace (Eq. 3.3), vê-se que, para misturas com relação  $a/c$  baixa, a saída de água, devido à autodessecação, provoca o esvaziamento de poros cada vez mais delgados, levando a uma diminuição intensa na umidade relativa interna e a uma depressão capilar elevada, aumentando a magnitude da retração autóloga. Quanto mais estreitos forem os poros capilares ( $r$ ) em processo de esvaziamento, maior a intensidade da depressão capilar ( $\Delta P$ ), pois são grandezas inversamente proporcionais (seção 3.1.1). A explicação para esse fenômeno pode ser obtida nos estudos realizados por BUIL (1990) *apud* BOIVIN (2001) em pastas com relação  $a/(c+sa)$  igual a 0,40 e 0,30. Aos 20 dias de idade, o valor de  $\Delta P$  aumentou de 6,9 MPa para 17,3 MPa, enquanto  $r$  reduziu de 210 Å para 84 Å (ver 3.4.1).

Aos 90 dias, a retração autógena da mistura C60\_0, (relação  $a/(c+sa) = 0,4$ ) foi de  $-362 \times 10^{-6}$ . Na mesma idade, a retração autógena do C80\_0 ( $a/(c+sa) = 0,3$ ) foi de  $-480 \times 10^{-6}$ , aumentando a magnitude em 35%. KOJIMA *et al.* (2001), trabalhando com concreto com relação  $a/(c+ms) = 0,2$ , obtiveram retração autógena de  $-740 \times 10^{-6}$  (90 dias), ou seja, a magnitude da retração autógena subiu 54%, para uma diminuição de  $a/(c+sa)$  de 0,1.

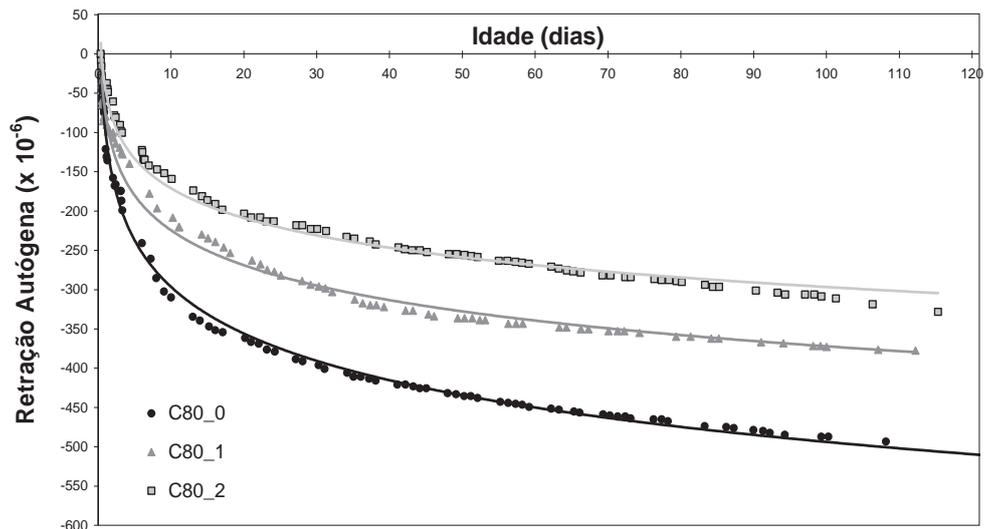
#### *6.4.7 A dificuldade de comparação dos resultados com os de outros pesquisadores*

A compreensão física dos mecanismos passa necessariamente por uma medida confiável. É essencial entender como é feita a determinação experimental e os erros de interpretação que podem ocorrer, antes de se proceder à comparação de resultados.

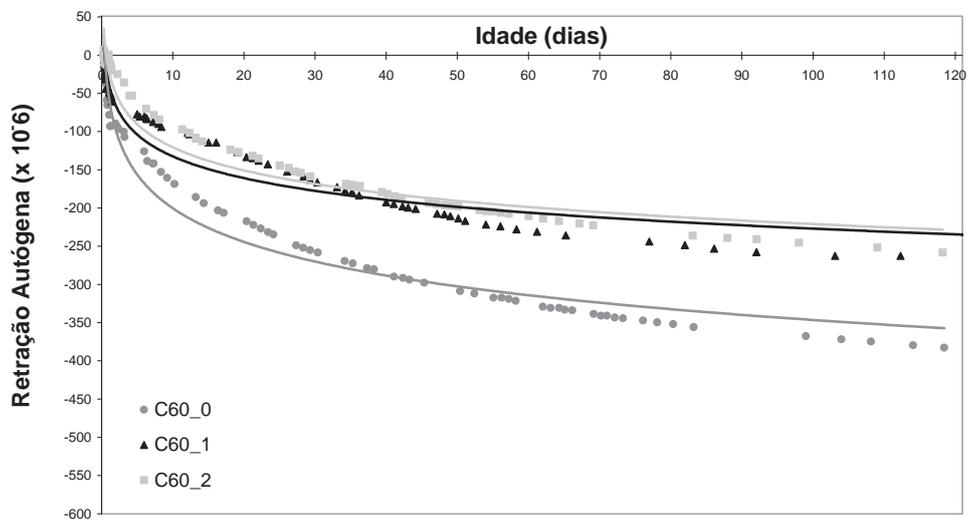
Nem sempre se pode fazer uma comparação direta entre os resultados experimentais determinados por pesquisadores diferentes. BARCELO *et al.* *apud* JENSEN e HANSEN (2001) demonstraram a dificuldade em se interpretar resultados baseados em diferentes técnicas de medição. No caso da retração autógena, alguns começam a determinação após 1 hora (JENSEN E HANSEN, 1995), usando dilatômetro e medidas lineares horizontais. Outros começam a medir após 24 horas de mistura (BAROGHELBOUNY, 1994 e LE ROY, 1995, *apud* BOIVIN, 2001), fazendo determinações verticais, o que é muito tarde, pois uma quantidade relevante de retração acontece no primeiro dia de idade.

#### *6.4.8 Equação para estimar a retração autógena em função da idade*

Observou-se que a retração autógena é uma função logarítmica da idade (Figura 6.29). As equações, para estimar a retração autógena a partir da idade, estão na Tabela 6.12. Os valores elevados do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) revelam uma boa correlação entre os dois parâmetros. As equações apresentadas na Tabela 6.12 podem ser usadas, como primeira aproximação, na ausência de resultados experimentais, para concretos com classe de resistência, materiais constituintes e consumos próximos ao empregados nesta pesquisa.



(a)



(b)

Figura 6.29 Correlação entre retração autóloga e idade adotando regressão logarítmica. (a) C80 e (b) C60.

Tabela 6.12 – Equações de correlação logarítmica para expressar a retração autóloga em função da idade e respectivos coeficientes de determinação.

Concreto		Equação de correlação logarítmica	$R^2$
C80	0%	$RA = -85,712 \ln(\text{idade}) - 99,163$	0,9970
	1%	$RA = -64,153 \ln(\text{idade}) - 76,780$	0,9880
	2%	$RA = -54,570 \ln(\text{idade}) - 45,438$	0,9870
C60	0%	$RA = -63,469 \ln(\text{idade}) - 54,206$	0,9710
	1%	$RA = -41,039 \ln(\text{idade}) - 37,969$	0,9210
	2%	$RA = -43,564 \ln(\text{idade}) - 20,308$	0,9513

#### 6.4.9 Possíveis erros

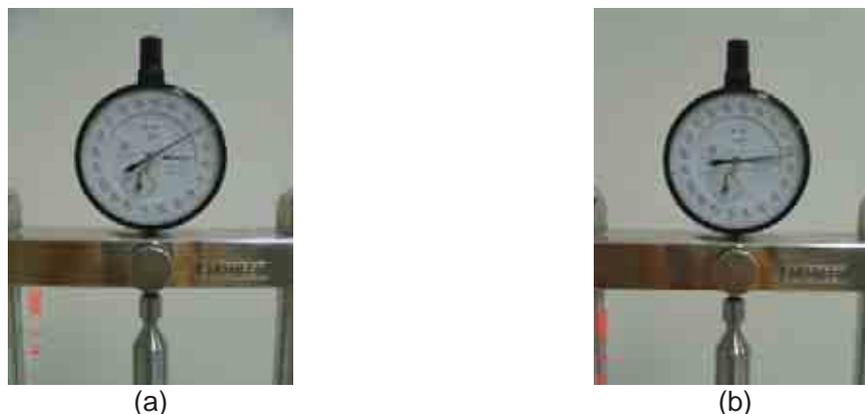
Na determinação da retração autógena, na etapa horizontal, foi detectada uma vibração excessiva na bancada onde ficavam apoiados os corpos-de-prova, fato que conduziu a leituras muito superiores às reais. O problema foi sanado colocando-se apoios de borracha entre a bancada de granito e a placa metálica, onde os prismas estavam apoiados.

Outra fonte de erro foi o corte de pinos para permitir a leitura no aparelho medidor, pois os corpos-de-prova apresentavam comprimentos iniciais superiores ao tamanho da barra de referência, impossibilitando a leitura. O problema foi minimizado reduzindo a espessura da parede da forma, de modo que, para a maioria dos corpos-de-prova não se precisou ter os pinos metálicos cortados. O corte retirava o contorno torneado, de fábrica, da extremidade dos pinos, além de poder provocar fissuras no concreto jovem durante o corte.

O sistema de determinação da variação de comprimento do concreto realizada antes da desmoldagem dos corpos-de-prova, ou seja, *com os relógios na posição horizontal*, foi considerado bem mais estável do que aquele com as leituras feitas na posição vertical. Isso se deve ao fato do sistema de medição, na vertical, envolver o encaixe do pino do prisma com o aparelho comparador, cujo acoplamento não é perfeito, podendo conduzir a leituras diferentes a cada tentativa, além do problema do corte do pino mencionado. Para minimizar o efeito, fizeram-se pelo menos 6 leituras por corpo-de-prova, a cada determinação, adotando-se um valor, dentro do intervalo lido, que representasse a tendência da curva. *Após diversos ensaios para determinação da retração autógena, usando a metodologia descrita neste trabalho, sugere-se que a leitura horizontal seja feita por um período de pelo menos 28 dias e somente depois dessa data seja desmoldado o corpo-de-prova e se proceda às leituras verticais no aparelho comparador.*

Nem mesmo o acoplamento da barra de ínvar, com o aparelho comparador, conduz a uma única posição (Figura 6.30). Muitas vezes é difícil zerar o aparelho a cada início de determinação. Por isso, nem sempre se trabalhou com a média dos resultados e sim com o valor dentro do intervalo que expressasse a tendência do comportamento da curva. Outro aspecto a ser considerado é o fato das leituras serem manuais, podendo

conduzir a erros humanos. Porém, cabe frisar que a dispersão dos resultados obtidos foi considerada satisfatória. A metodologia adotada é barata e conduz a resultados satisfatórios.



**Figura 6.30** Calibração do aparelho comparador: (a) leitura feita no início de uma determinação e (b) leitura feita imediatamente após a anterior, conduzindo a resultados diferentes.

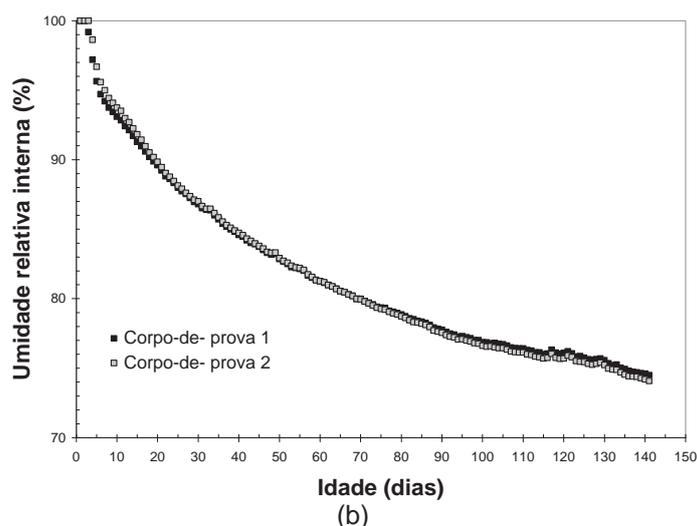
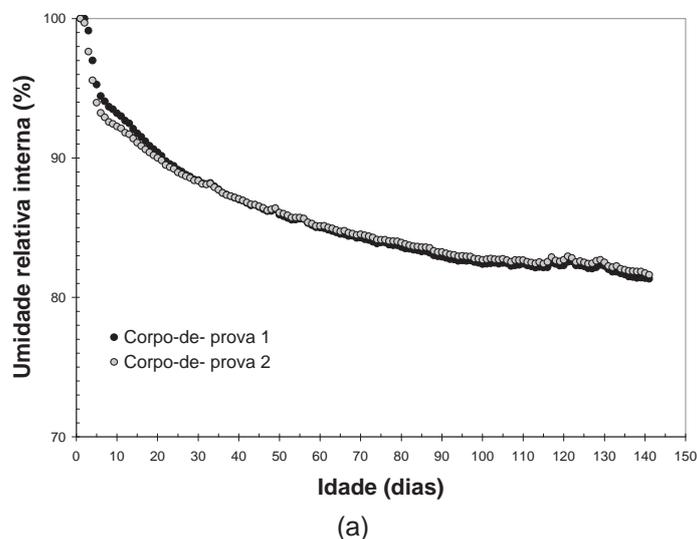
#### 6.4.10 Custo

A adição de 2% de ARR é relativamente cara, representando cerca de 95 a 115 Reais/m<sup>3</sup> (concreto C80) e cerca de 75 a 95 Reais/m<sup>3</sup> (concreto C60), ressalva feita a estimativas de custo de produtos que ainda não possuem produção em escala. *Entretanto, a utilização deste aditivo pode viabilizar o emprego de concretos de alto desempenho, evitando a fissuração decorrente da retração autógena.* Uma análise termo-químico-mecânica acoplada (SILVOSO, 2003) permitiria prever, com precisão, o comportamento de estruturas cujos elementos estão sujeitos aos efeitos combinados de retração autógena e retração térmica.

#### 6.5 Umidade relativa interna

A determinação da UR interna, devido à autodessecação, foi realizada no concreto classe C80 de referência (C80\_0) e na mistura contendo 2% de ARR (C80\_2), cuja metodologia está escrita em 5.6. A Figura 6.31 apresenta os resultados individuais dos dois concretos e a Figura 6.32 os resultados médios.

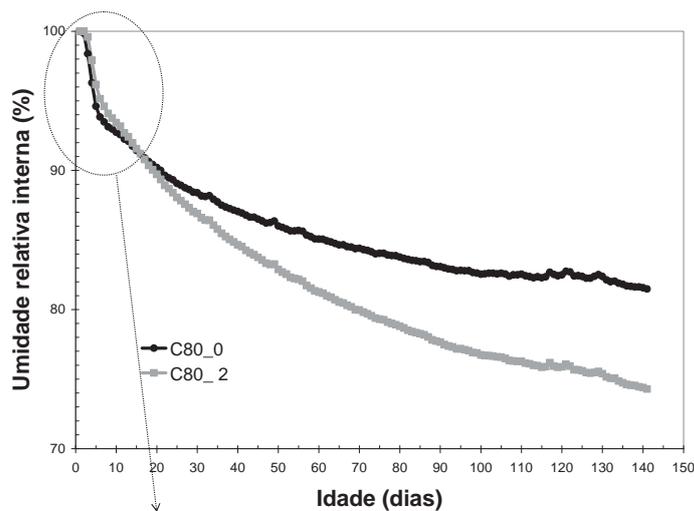
Para cada concreto, os resultados dos dois corpos-de-prova estão muito próximos entre si, revelando excelente homogeneidade e uniformidade na mistura e aferição muito boa dos sensores capacitivos.



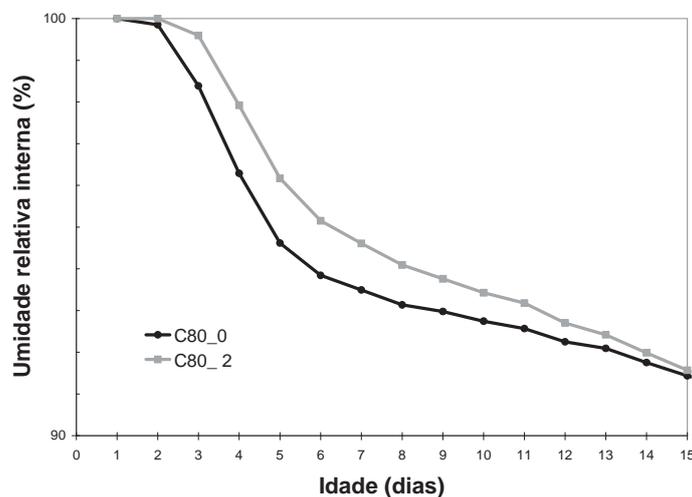
**Figura 6.31** Resultados individuais de diminuição da umidade relativa interna: (a) concreto C80\_0 e (b) concreto C80\_2.

Nos primeiros 5 dias há uma redução acentuada da UR interna, como ocorre também com a retração autógena nesse período. A redução da UR torna-se mais suave à medida que a hidratação avança, até praticamente se estabilizar em torno de 78%, em média, aos 140 dias (81,5% para C80\_0 e 74,5% para C80\_2). Portanto, para  $UR > 78\%$ , a autodessecação é devida, essencialmente, à água capilar e, por consequência, o mecanismo da depressão capilar é predominante. Dentro do domínio com baixa água capilar, não se pode mais considerar que a variação de depressão capilar seja a origem essencial das deformações medidas. Nessas condições, um outro mecanismo de retração

por secagem deve ser o preponderante. Este resultado está de acordo com os estudos realizados por BAROGHEL-BOUNY (1994), mencionados na revisão bibliográfica, onde, no domínio de  $UR > 76\%$ , cujo tamanho de poro correspondeu a  $r_p \approx 50 \text{ \AA}$ , o mecanismo de variação da depressão capilar é o preponderante. Abaixo desse domínio ( $UR < 76\%$  e poros menores que  $r_p \approx 50 \text{ \AA}$ ), a redução de UR é devida, essencialmente, à diminuição da camada de água adsorvida, sendo o começo da porosidade do gel C-S-H, ou seja, é a água dos hidratos que está sendo retirada.



(a)



(b)

**Figura 6.32** Cinética da autodessecação dos concretos determinada por sensor capacitivo, introduzida no corpo-de-prova, durante a moldagem, na temperatura de 21°C: (a) tempo total do ensaio (140 dias) e (b) primeiros 15 dias.

Para BAROGHEL-BOUNY (1994), a autodessecação do material pode prosseguir bem abaixo do valor de aproximadamente 80% de UR interna pois, quando a água nos poros

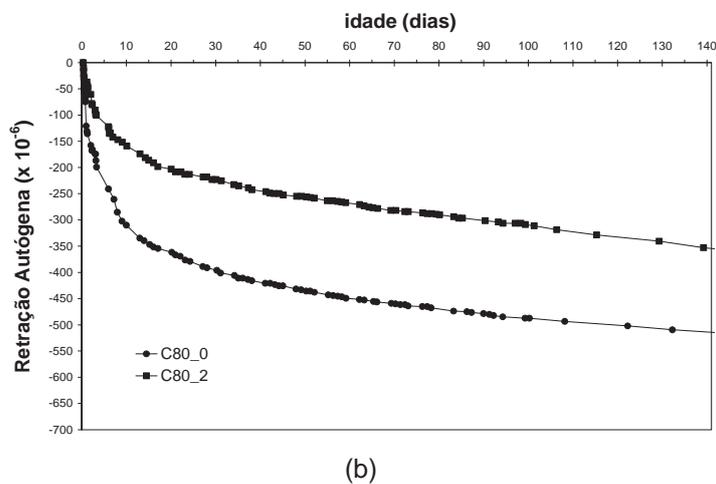
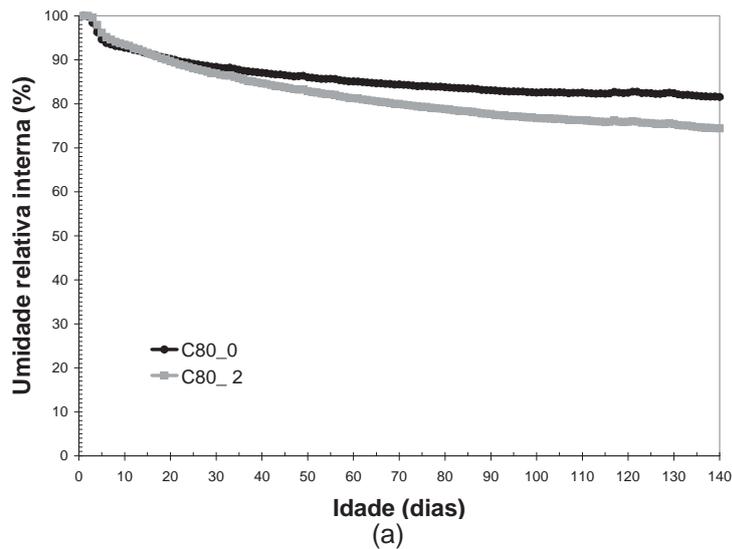
capilares é ausente, os grãos de cimento anidro, sendo mais hidrófilos que os hidratos, utilizam a água adsorvida desses últimos para se hidratar. Porém, a cinética da reação é bem mais lenta. Esse comportamento está de acordo com os estudos de POWERS (1947) *apud* NEVILLE (1997), que mostram que a hidratação é bastante reduzida, quando a umidade relativa, no interior dos poros capilares, chega a valores abaixo de 80%, fato confirmado por PATEL *et al.* (1998).

Até cerca de 15 dias a cinética da diminuição da UR interna é bem próxima para as duas curvas, com a autodessecação ligeiramente menor (2%) na mistura com ARR (Figura 6.32 a). A partir dessa data, a secagem da mistura com ARR foi ligeiramente maior, de modo que, aos 30, 60 e 140 dias, a diferença foi de 1%, 5% e 9%, respectivamente, considerada pouco expressiva (Figura 6.32 b). BENTZ *et al.* (2001), trabalhando com pastas de cimento Portland com 2% de ARR e de referência, obtiveram autodessecação levemente menor (3%) na mistura com ARR, até a idade de 250h (~4 dias), quando o ensaio foi finalizado. Esses pesquisadores comentam que a redução na UR interna, ligeiramente menor na mistura com ARR, é provável que seja devido ao efeito de diluição (lei de Raoult) mencionado por ALBERTY e DANIELS (1980).

Com 20 dias de idade, o concreto de referência ( $a/(c+sa) = 0,3$ ) apresentou UR igual a 90% e a mistura com ARR 89%. Nessa mesma idade, BENTZ *et al.* (2001) obteve UR de aproximadamente 88%, para a argamassa de referência ( $a/c = 0,35$  e 8% de sílica ativa), e UR de aproximadamente 90%, para a mistura contendo 2% de ARR. BUIL (1990) *apud* BOIVIN (2001) obteve, para pastas com cimento Portland e  $a/c = 0,3$ , UR igual à 88%. Os resultados estão muito próximos aos obtidos nesta pesquisa.

A Figura 6.33 mostra os resultados de UR e os de retração autógena no período de 140 dias, para os concretos C80\_0 e C80\_2.

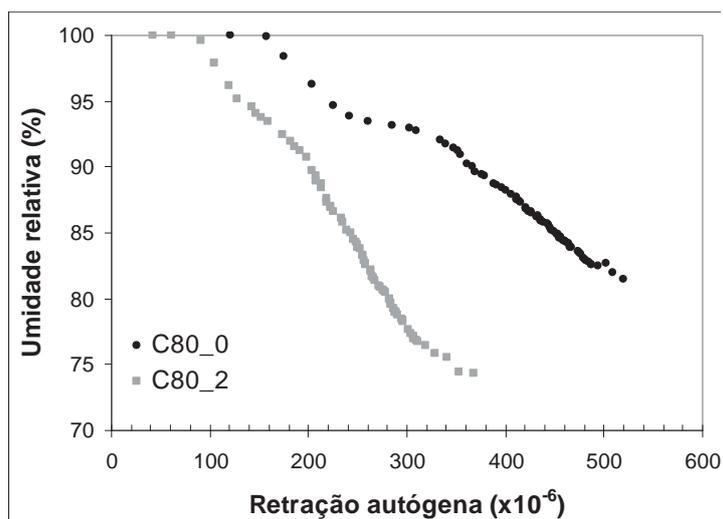
Nota-se que a UR interna dos concretos com e sem ARR não variou expressivamente, como já mencionado, enquanto a retração autógena reduziu significativamente, com a presença do ARR, no mesmo período. A redução na retração autógena é devido à diminuição na tensão superficial nos poros capilares, graças à ação do ARR que, por consequência, provoca uma redução na depressão capilar, conforme lei de Laplace (Eq 3.1).



**Figura 6.33** Comparação entre a redução da umidade relativa interna do concreto (a) e a retração autógena (b), no período de 140 dias, tempo de duração do ensaio de UR

O mecanismo que causa a ligeira variação na umidade relativa interna da mistura contendo ARR, em relação ao concreto de referência, ainda é desconhecido. É provável que o ARR modifique as forças capilares de sucção. Certamente essa suposição necessita ser verificada em estudos futuros. WEISS (1999) verificou que misturas contendo 2% de ARR apresentaram permeabilidade aos íons cloreto, aproximadamente 50% menor que a de referência, podendo isso ser atribuído a micro-fissuras internas ou a mudanças nas propriedades de transporte, que resultam de variações nas forças capilares de sucção. GETTU *et al.* (2001) citam estudos de alguns pesquisadores mencionando que a adição de ARR, além de reduzir a retração autógena livre, pode reduzir o volume de macroporos na pasta de cimento endurecida.

A Figura 6.34 mostra a correlação entre a retração autógena e a umidade relativa interna no concreto. As duas grandezas estão relacionadas de modo que *à medida que a hidratação avança, a magnitude da retração autógena se eleva e a umidade relativa dentro do concreto diminui, ou seja, a autodessecação aumenta*. Para uma mesma umidade relativa interna, a retração autógena é expressivamente menor na mistura contendo ARR.



**Figura 6.34 - Comparação entre a redução da umidade relativa interna do concreto (a) e a retração autógena (b), no período de 140 dias, tempo de duração do ensaio de UR**

## 6.6 Retração por secagem

A retração unidimensional livre (variação de comprimento) foi determinada em corpos-de-prova prismáticos, com dimensões de 75mm x 75mm x 280mm, numa sala com temperatura controlada  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e umidade relativa  $\text{UR} = 50\% \pm 2\%$ , usando-se relógio comparador com acurácia de 0,001 mm, conforme metodologia descrita em 5.7.

Cabe lembrar que o procedimento normatizado pela ASTM C 157 (1991), para prismas não selados, com início da secagem após 28 dias de cura submersa, determina, experimentalmente, a retração por secagem somada ao o incremento de retração autógena. Na literatura técnica, muitas vezes o resultado desse ensaio é chamado simplesmente de determinação da retração por secagem, supondo que a contribuição da retração autógena seja desprezível, o que constitui uma hipótese simplificadora. Nesta pesquisa é usada a nomenclatura *retração por secagem*, embora seja conhecido que há uma parcela embutida de retração autógena.

### 6.6.1 Resultados com 28 dias de cura submersa

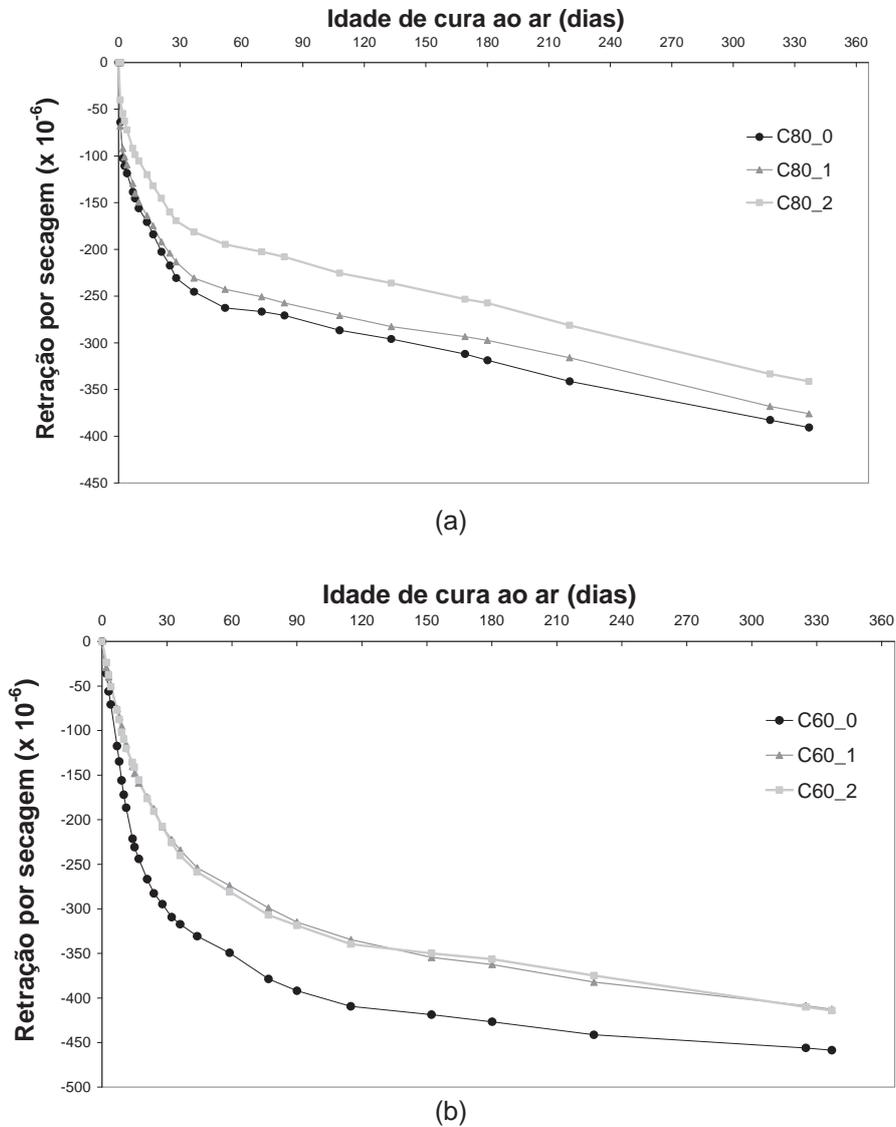
A retração dos corpos-de-prova, determinada imediatamente após os 28 dias de cura submersa, situou-se dentro do intervalo de  $-15 \times 10^{-6}$  a  $-30 \times 10^{-6}$  (concretos C60) e de  $-40 \times 10^{-6}$  a  $-60 \times 10^{-6}$  (concretos C80). Essa retração é a soma de duas parcelas: autógena e térmica, em relação à leitura inicial, realizada com 24 horas após a moldagem. *Isso significa que a deformação térmica e autógena, durante as primeiras 24 horas, não são incluídas, segundo o procedimento da norma ASTM C 157 (1991).*

Foi surpreendente a diferença na magnitude de retração autógena, determinada aos 28 dias de cura submersa e no ensaio com corpos-de-prova selados, apresentados na seção 6.4.2. Para se certificar do valor de deformação da primeira determinação, foram moldadas novas misturas para o C80\_0, C60\_0 e C60\_2. Os resultados foram respectivamente de  $-55 \times 10^{-6}$ ,  $-27 \times 10^{-6}$  e  $-18 \times 10^{-6}$ , dentro do intervalo obtido anteriormente, consolidando os resultados. GETTU *et al.* (2001) chegaram a obter pequena expansão ( $30 \times 10^{-6}$  a  $50 \times 10^{-6}$ ) nos concretos com  $a/c = 0,45$ , sem adição mineral, no concreto de referência e nas misturas contendo ARR (1,5% e 2%), usando a mesma metodologia utilizada nesta pesquisa. A cura hidráulica foi eficaz no combate à retração autógena, mesmo no concreto com relação  $a/(c+sa)$  igual a 0,3. De acordo com pesquisas realizadas por AÏTCIN (2003) *apud* COLLEPARDI *et al.* (2005), a retração autógena não ocorre em concreto de alto desempenho, desde que as fôrmas sejam removidas o mais rápido possível e o CAD seja imediatamente colocado em cura com água, por pelo menos uma semana.

### 6.6.2 Resultados médios de retração por secagem

A Figura 6.35 mostra as curvas médias de retração por secagem referente aos resultados individuais apresentados no apêndice B (Figura B.11 e Figura B.12). Para cada concreto, os resultados individuais de retração por secagem apresentaram-se próximos, revelando um bom controle nas operações de ensaio. A retração por secagem de cada concreto correspondeu à média aritmética dos três corpos-de-prova, moldados numa mesma amassada.

Na Figura 6.35 a idade correspondente ao valor zero é 28 dias, após os corpos-de prova terem permanecidos submersos em água saturada com cal, quando inicia a secagem.



**Figura 6.35 - Resultados médios de retração por secagem determinados em corpos-de-prova prismáticos de 7,5mm x 7,5mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e  $UR = 50\% \pm 2\%$ , após 28 dias de cura submersa: (a) concretos C80 e (b) concretos C60.**

A Tabela 6.13 mostra os resultados médios de retração por secagem em diversas idades para os concretos C80 e C60.

A retração por secagem nos concretos com ARR é menor que nos concretos de referência. Essa propriedade cresce com a idade, porém o crescimento é maior nas primeiras idades e menor à medida que a hidratação avança, caracterizado pela diminuição da tangente na curva.

**Tabela 6.13 – Resultados médios de retração por secagem ( $\times 10^{-6}$ ), após 28 dias de cura submersa, em água saturada com cal, para os concretos C80 e C60, em diversas idades.**

Tempo de cura ao ar (dias)	C80_0	C80_1	C80_2	C60_0	C60_1	C60_2
1	-64	-68	-40	-40	-29	-24
3	-111	-101	-63	-60	-40	-38
7	-139	-129	-92	-112	-75	-77
14	-171	-164	-120	-208	-140	-136
28	-231	-213	-169	-280	-208	-208
56	-263	-243	-195	-332	-274	-281
112	-287	-271	-225	-396	-335	-339
224	-341	-316	-281	-424	-382	-375
337	-391	-376	-341	-432	-413	-414

A presença do ARR diminui a tensão superficial da água, reduzindo a pressão (ou depressão) capilar e, por consequência, reduz a retração. Nos concretos C80, o incremento da dosagem de ARR aumentou a taxa de redução da retração por secagem, ou seja, o teor de 2% foi mais eficiente que 1%. Já nos concreto C60, foi indiferente adicionar 1 ou 2% de ARR, pois a redução na retração por secagem foi muito próxima. *É importante ressaltar que o comportamento observado nos concretos C80 (aumentando a redução da retração com o aumento do teor de ARR) e C60 (redução muito próxima para 1% e 2% de ARR) também ocorreu nos resultados experimentais de retração autógena (ver seção 6.4.2). Este fato mostra que o mecanismo de saída de água, quer para o ambiente quer para formar os produtos de hidratação, são semelhantes, como sugerido na revisão bibliográfica.*

A adição de 2% de ARR provocou uma redução média de 30 a 40% com 1 e 3 dias, 30% aos 7 e 28 dias, da ordem de 20% aos 90 dias e 15%, aos 120 dias. GETTU *et al.* (2001), trabalhando com concretos com  $a/c = 0,45$ , sem adição mineral e teores de 1,5% e 2% de ARR (em relação á massa de cimento), obtiveram redução de até 50% na retração em relação ao concreto de referência. Além disso, esses autores mencionam que os resultados obtidos para dosagem de 1,5% e 2% são praticamente idênticos, não justificando o uso da dosagem maior. Aos 90 dias de idade, RONGBING e JIAN (2005), trabalhando com argamassas contendo 1 , 2 e 3% de ARR, obtiveram redução na retração por secagem em relação à argamassa de referência iguais a 21,9%, 28,1% e 44,2%, respectivamente, para os teores de 1, 2 e 3% de ARR.

Aos 28 dias de cura ao ar, os concretos C80 contendo ARR exibiram uma redução na retração total, em relação ao concreto de referência, respectivamente igual à 8% e 26%, usando 1 e 2 % de ARR. Nessa idade, nos concretos C60, a redução de retração, foi de 26% para 1 ou 2% de ARR. Na mesma idade, MALTESE et al (2005), trabalhando com argamassa com  $a/c = 0,5$ , obtiveram reduções na retração por secagem iguais a 18%, 20%, 23% e 46% para dosagens de ARR iguais à 1,5%, 2%, 3% e 4%, respectivamente. Observa-se que esses pesquisadores também obtiveram redução na retração por secagem muito próxima para teores de 1,5 e 2%, trabalhando com  $a/c$  elevado.

A porcentagem de redução da retração por secagem decresceu à medida que a hidratação avançou. Tal fato foi constatado experimentalmente também por RONGBING e JIAN (2005), trabalhando com argamassas contendo 0,5 , 1 , 2 e 3% de ARR. Novamente, vale o comentário de BENTZ e JENSEN (2004) de que a eficiência do ARR deve decrescer com o tempo, já que as moléculas do aditivo redutor da tensão superficial são absorvidas pelos produtos de hidratação.

MIYAZAWA e MONTEIRO (1996) realizaram estudo para avaliar a influência do tamanho do corpo-de-prova, da relação  $a/c$  e do tipo e dimensão do agregado na absorção de água e na variação de comprimento (retração por secagem), determinadas em pasta, argamassa e concreto. Esses pesquisadores produziram duas misturas contendo ARR: uma com  $a/(c+sa) = 0,23$ , contendo 2% de ARR e a outra com  $a/c = 0,30$ , contendo 0,25% de ARR, mas não mencionam os resultados obtidos com o aditivo redutor.

### *6.6.3 Retração total (autógena + secagem)*

A título de comparação, é apresentada na Tabela 6.14 uma estimativa da retração autógena + secagem dos concretos, com algumas hipóteses simplificadoras. A retração autógena é o resultado experimental determinado, desde o patamar de percolação, até a idade de 28 dias, em corpos-de-prova selados, descontando-se a deformação térmica. A retração por secagem é o resultado experimental, determinado a partir de 28 dias de cura submersa, até o término do ensaio (337 dias), descontando-se a retração inicial (autógena + térmica) do período de cura submersa.

**Tabela 6.14 – Estimativa da retração autógena + retração por secagem dos concretos, com 337 dias, a partir dos resultados experimentais, x 10<sup>-6</sup>.**

Concreto	Retração autógena (patamar até 28 dias)	Retração por secagem (de 28 dias à 337 dias)	Retração autógena +térmica	Total
C80_0	387	391	55	723
C60_0	252	432	27	657
C80_2	218	341	41	518
C60_2	158	414	17	555

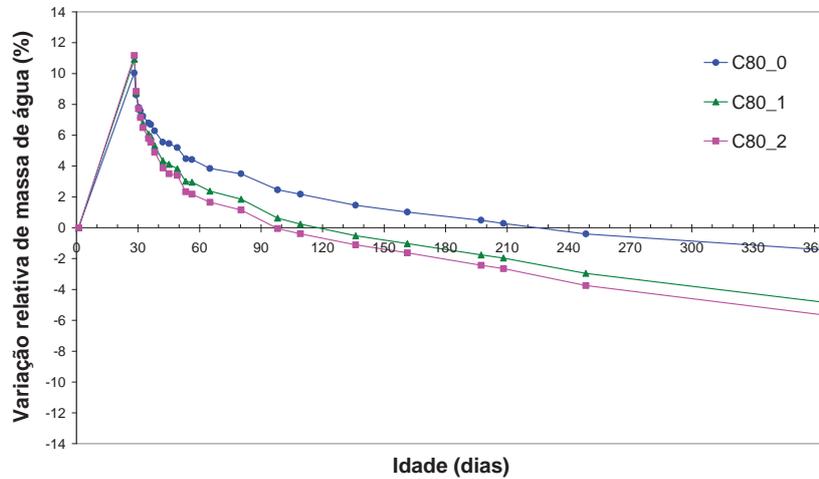
Comparando os concretos de referência, observa-se que a retração total (autógena + secagem) do concreto C80 ( $723 \times 10^{-6}$ ) foi apenas 10% superior à do concreto C60 ( $657 \times 10^{-6}$ ). Aparentemente não houve diferença expressiva na magnitude de retração total para as duas classes de resistência. Entretanto, a retração autógena do C80 é cerca de 50% maior que a da mistura C60, enquanto sua retração por secagem é 20% menor, fato que pode torná-lo mais suscetível a fissurar nas primeiras idades, caso não sejam tomadas providências adequadas, considerando as particularidades de cada projeto estrutural, tais como dimensões do elemento estrutural, dosagem do concreto, técnicas construtivas, temperatura de lançamento do concreto e uso de aditivo químico ou outra solução mitigadora da retração. O uso de 2% de ARR reduziu em 15% a retração total do concreto C60 e 30% do concreto C80.

#### *6.6.4 Variação de massa*

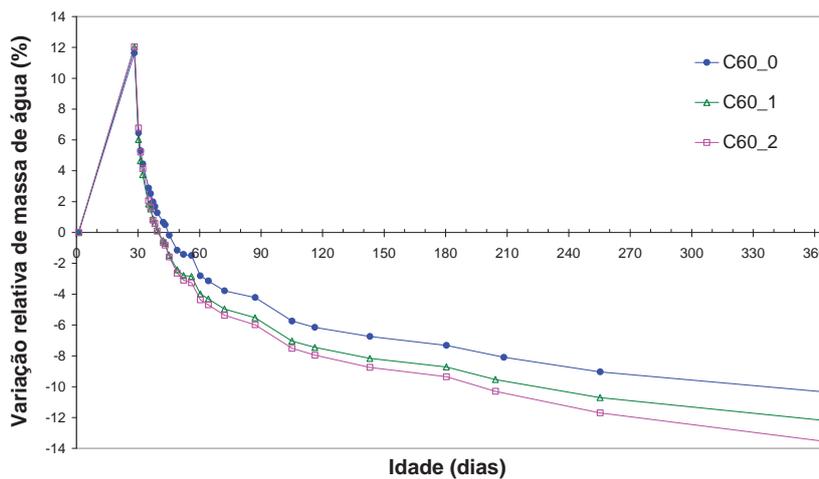
A Figura 6.36 apresenta os resultados médios da variação da massa de água em relação à água total dos concretos C80 e C60. O resultado médio de cada concreto corresponde à média aritmética de três resultados individuais, constantes no apêndice B (Figura B.13 e Figura B.14). Em cada concreto, os resultados individuais estão muito próximos, revelando um controle excelente das operações de ensaio.

Nos concreto C80, após 28 dias de cura submersa, os corpos-de-prova apresentaram um aumento expressivo de massa, igual à 10,0%, 10,9% e 11,2% (desvio padrão de 0,4%), respectivamente, para a mistura de referência, com 1% e 2% de ARR (Figura 6.36a). O ganho de massa foi próximo nos três concretos, mas o concreto de referência apresentou uma redução expressivamente menor de perda de água em função da idade. Somente com 200 dias de cura ao ar, a mistura de referência retornou à massa inicial (determinada com 24 h de cura submersa), ao passo que nos concretos com 1% e 2% de

ARR, a massa inicial foi alcançada com 92 e 70 dias, respectivamente. Talvez o ARR influencie a capacidade de retenção de água.



(a)



(b)

**Figura 6.36 - Resultados médios de variação de massa de água em relação à água total dos concretos, determinados em corpos-de-prova prismáticos curados ao ar numa sala com UR 50% ± 4% e T = 21°C ± 2°C: (a) C80 e (b) C60.**

Segundo ALBERTY e DANIELS (1980), em seu livro de físico-química, quanto menor a tensão superficial maior a velocidade de secagem. Essa hipótese foi confirmada nos resultados mostrados na Figura 6.36, onde é mostrado que a perda de massa de água é substancialmente maior nos concretos contendo ARR, cujo efeito é de reduzir a tensão superficial. Após 365 dias de idade, os concretos apresentaram perda de massa de -1,4%, -4,8% e -5,7% (desvio padrão de 0,7%), respectivamente, para os concretos com

0, 1 e 2% de ARR. Porém, nos estudos realizados por BENTZ *et al.* (2001), as pastas de cimento contendo ARR reduziram a velocidade de perda de massa.

Também nos concretos C60, o ganho de massa médio após 28 dias de cura submersa foi muito próximo entre si nas três misturas, sendo igual à 11,6%, 12,0% e 12,0% (desvio padrão de 0,5%), respectivamente para a mistura de referência, com 1% e 2% de ARR (Figura 6.36b). Semelhantemente ao que ocorreu nos concretos C80, a mistura de referência demorou mais tempo para retornar à massa inicial, comparado aos concretos com ARR, porém o comportamento foi bem mais acelerado que nos concretos C80, pois a tensão superficial é menor, acelerando a secagem e confirmando a hipótese de ALBERTY e DANIELS (1980). A mistura de referência levou 17 dias de cura ao ar contra 11 dias para as misturas contendo o aditivo redutor. Com 365 dias de idade, os concretos C60 apresentaram perda de massa muito superior à dos concretos C80, como era esperado, por apresentar mais água na mistura, sendo iguais a -10,3%, -12,2% e -13,6% (desvio padrão de 0,7%), respectivamente, para os concretos com 0, 1 e 2% de ARR.

## ***6.7 Resistência à compressão***

O comportamento da resistência à compressão dos concretos C80 e C60 foi investigado pela análise de 285 em corpos-de-prova cilíndricos, com dimensões 100mm x 200mm, distribuídos nas idades de 1, 3 7, 28, 90 180 e 360 dias, conforme metodologia descrita em 5.8.1. As composições desses concretos e os respectivos parâmetros de mistura se encontram na Tabela 5.13 (ver 5.2.6)

O número de corpos-de-prova para determinar a resistência à compressão foi elevado, em função da grande reprodutibilidade, devido a dois fatores. Inicialmente, no processo de ajuste de traço, fabricaram-se algumas misturas adicionais variando-se o teor de sólidos de superplastificante, ligeiramente, em torno do ponto de saturação, para avaliar o melhor desempenho, quanto ao tempo utilizável do concreto, para o lançamento por bomba. Para o cálculo da média de resistência à compressão, foram considerados os resultados de todos os concretos, fabricados com diferentes dosagens de superplastificante, uma vez que eles não variaram expressivamente, haja vista a pequena alteração no teor do aditivo. Posteriormente, aproveitou-se a produção do concreto para

determinação de outra propriedade, moldando-se também corpos-de-prova para ensaio de compressão.

Não foram previstos corpos-de-prova para todas as idades, de todos os traços. Os corpos-de-prova considerados avariados apresentaram ruptura incorreta ou seu valor se afastou mais que 10% em torno da média, invalidando seus resultados para análise da resistência à compressão. Um controle rigoroso no acabamento dos topos dos corpos-de-prova foi realizado para minimizar a ocorrência de rupturas erradas, como mencionado na metodologia.

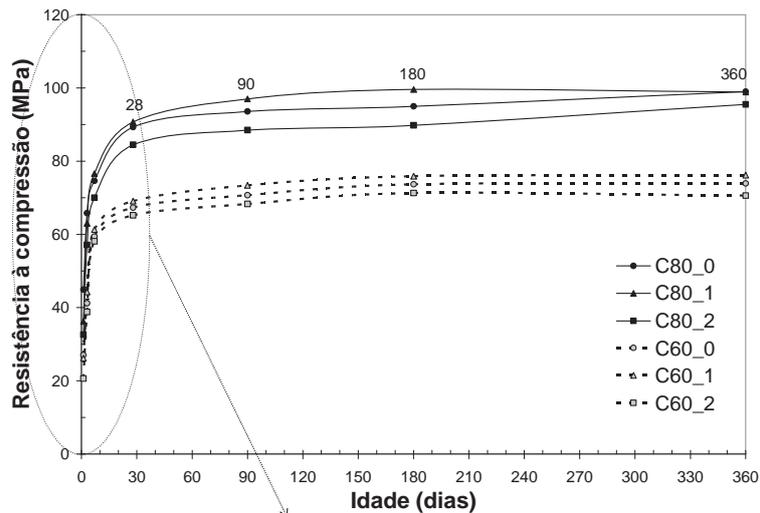
### 6.7.1 Resultados médios

A Tabela 6.15 apresenta os resultados médios de resistência à compressão dos concretos selecionados, nas idades de 1, 3, 7, 28, 90, 180 e 360 dias. Com exceção das idades de 1 e 3 dias, cuja média correspondeu a três corpos-de-prova, nas demais idades foram utilizados 6 a 18 corpos-de-prova. Os resultados individuais encontram-se no Apêndice B (Tabela B.1 e Tabela B.2).

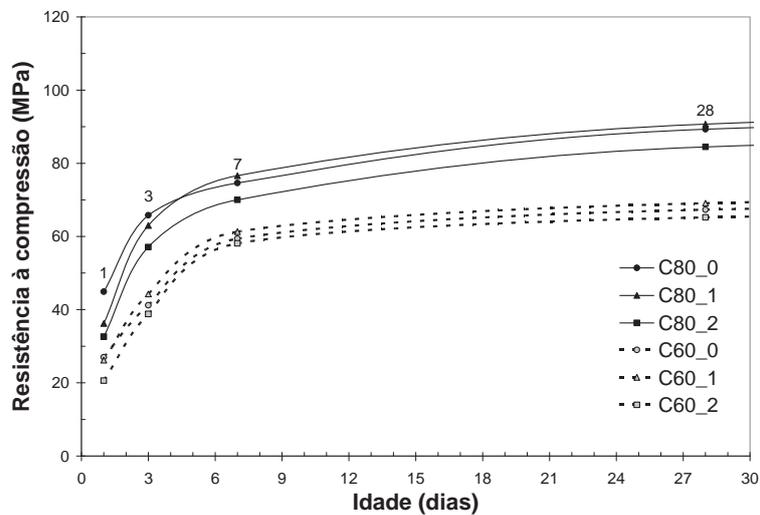
**Tabela 6.15 - Resultados médios de resistência à compressão dos concretos classe C80 e C60, nas diversas idades e respectivos coeficientes de variação (entre parênteses).**

Concreto	Resistência à compressão em MPa (Coeficiente de variação em %)						
	1 dia	3 dias	7 dias	28 dias	90 dias	180 dias	360 dias
C80_0	44,9 (±1,6)	65,8 (±4,2)	74,6 (±5,1)	89,3 (±4,4)	93,6 (±2,4)	95,0 (±1,7)	99,0 (±2,2)
C80_1	36,2 (±0,6)	63,0 (±5,3)	76,6 (±4,0)	90,7 (±5,1)	97,0 (±0,5)	99,6 (±0,9)	98,9 (±1,6)
C80_2	32,6 (±2,2)	57,1 (±0,5)	70,0 (±2,4)	84,5 (±2,5)	88,5 (±1,9)	89,8 (±2,8)	95,5 (±3,4)
C60_0	27,0 (±1,4)	41,2 (±1,7)	59,4 (±2,2)	67,3 (±3,0)	70,7 (±1,5)	73,7 (±0,6)	73,9 (±2,3)
C60_1	26,2 (±2,2)	44,3 (±3,0)	61,3 (±2,7)	69,1 (±3,2)	73,4 (±3,1)	75,9 (±2,0)	76,2 (±4,5)
C60_2	20,6 (±1,4)	38,8 (±0,3)	58,1 (±6,4)	65,2 (±3,4)	68,3 (±2,1)	71,3 (±0,7)	70,6 (±3,2)

A Figura 6.37 apresenta as curvas de resistência à compressão dos concretos *versus* idade.



(a)



(b)

**Figura 6.37 Resultados médios de resistência à compressão dos concretos classe C80 e C60: (a) nas diversas idades e (b) até 28 dias.**

As três curvas superiores representam os concretos classe 80 ( $a/c = 0,3$ ) e as três inferiores, os concretos classe 60 ( $a/c = 0,4$ ), onde a resistência à compressão dos primeiros é 30% superior à dos respectivos concretos C60, como esperado, devido à diferença entre as duas classes de resistência. Em cada classe de resistência (C80 e C60), as curvas de evolução da resistência à compressão, com o tempo, são bastante similares. A presença do aditivo ARR praticamente não mudou a evolução da resistência com a idade.

Aos 28 dias de idade, os concretos C80 apresentaram resistência à compressão média de 89,3, 90,7 e 84,5 MPa, enquanto os concretos C60 valores iguais à 67,3, 69,1 e 65,2, respectivamente para os concretos contendo 0, 1 e 2% de ARR. Nota-se que os

resultados de resistência à compressão dos concretos contendo 1% de ARR foram muito próximos aos valores dos respectivos concretos de referência (diferença inferior à 3%). Um pequeno aumento de resistência foi obtido também por BENTZ *et al.* (2001) em argamassas com relação  $a/c = 0,35$ , contendo 8% de sílica ativa e 2% de ARR (seção 3.7.4.3). Os concretos contendo 2% de ARR apresentaram, em média, redução de 5%, em relação aos concretos de referência. Para as duas famílias de concreto estudadas, observou-se tanto um pequeno acréscimo (3%) nas misturas contendo 1% de ARR, como um pequeno decréscimo (5%) para concretos com 2% de ARR. De uma maneira geral os pesquisadores mencionam uma redução na resistência à compressão da ordem de 5 a 15%, com adição de 1 a 2% de ARR (seção 3.7.4.3). GETTU *et al.* (2001) obtiveram redução de 5% na resistência à compressão de concreto contendo 1,5% de ARR, em relação ao de referência, e de 12% nos concretos contendo 2% de ARR, aos 28 dias de idade. FOLLIARD e BERKE (1997) obtiveram 6 a 8% de redução na resistência, aos 28 dias, em concreto contendo 1,5% de ARR, curados a 20 °C e 100% de UR, comparado com a mistura de referência.

Nesta pesquisa, optou-se por manter constante a relação  $a/(c+sa)$  em todos os traços (referência, 1% e 2% de ARR) com o propósito de se avaliar a influência do aditivo redutor de retração na resistência à compressão do concreto. Como no ARR toda a água está combinada, ou seja, não há água livre capaz de aumentar a relação  $a/c$  e  $a/(c+sa)$ , não se descontou da água de amassamento a quantidade de ARR introduzida ao concreto. Ocorreu que a adição de 2% de ARR reduziu a resistência à compressão, em relação ao concreto de referência da ordem de 5%, em média. Porém, o abatimento dos concretos contendo 2% de ARR foi ligeiramente maior, fato também observado no aumento de fluidez, no ensaio de ponto de saturação (seção 5.3.3.2e) e comprovado com menor tensão de escoamento (seção 6.1.1 e 6.1.2). Essa pequena perda de resistência pode ser compensada reduzindo-se ligeiramente a água da mistura.

Os coeficientes de variação são baixos em todas as idades, para todas as misturas. O máximo valor determinado foi de 5,1%, revelando um controle excelente das operações de ensaio de laboratório, para essa propriedade. Cabe lembrar que foram eliminados os resultados individuais que se afastaram mais que 10% em torno da média, bem como os resultados dos corpos-de-prova com ruptura incorreta (tais como esmagamento do

capeamento e ruptura na cabeça do corpo-de-prova), o que favoreceu a redução do coeficiente de variação.

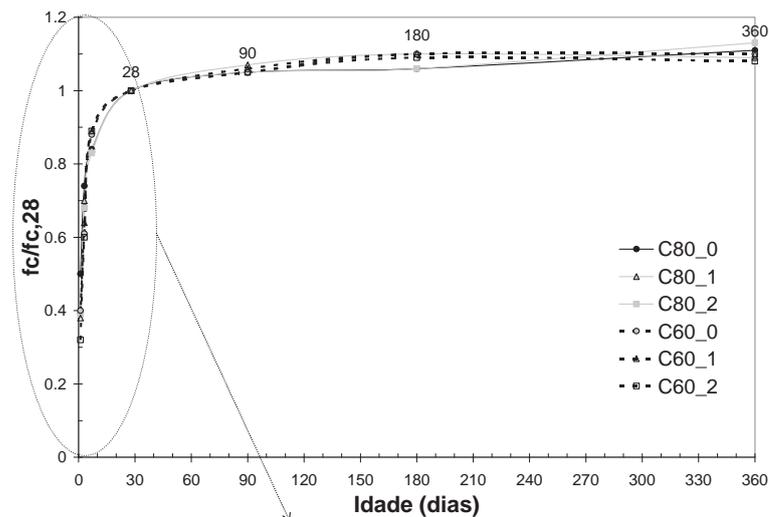
### 6.7.2 Evolução da resistência à compressão em relação à idade de 28 dias

A determinação da resistência relativa é útil, sob o ponto de vista estrutural e para procedimentos construtivos (tais como protensão, desforma e escoramento) e é normalmente referenciada à idade de 28 dias, quando é assumido que a estrutura pode suportar a totalidade do carregamento. A Tabela 6.16 apresenta as resistências relativas à compressão, em relação ao valor obtido aos 28 dias e a Figura 6.38 apresenta as curvas de resistência à compressão relativa *versus* idade para os concretos.

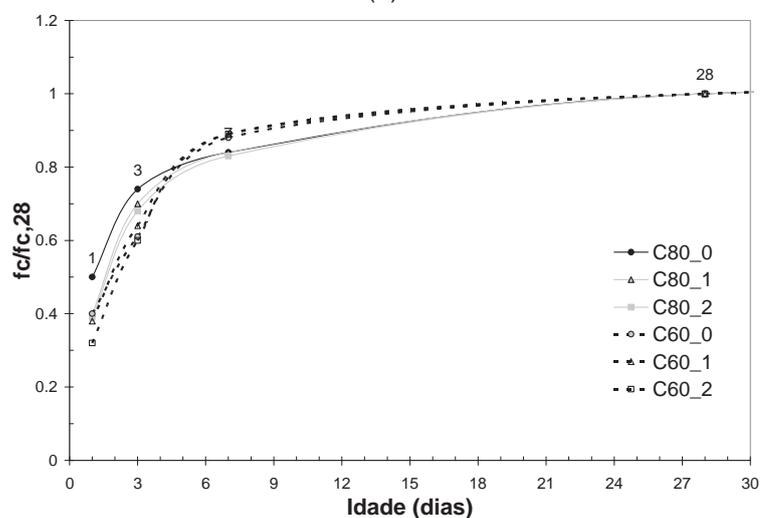
**Tabela 6.16 - Resistências relativas à idade de 28 dias para os concretos classe C80 e C60.**

Idade (dias)	fc/fc,28					
	C80_0	C80_1	C80_2	C60_0	C60_1	C60_2
1	0,50	0,40	0,39	0,40	0,38	0,32
3	0,74	0,70	0,68	0,61	0,64	0,60
7	0,84	0,84	0,83	0,88	0,89	0,89
28	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
90	1,05	1,07	1,05	1,05	1,06	1,05
180	1,06	1,10	1,06	1,10	1,10	1,09
360	1,11	1,09	1,13	1,10	1,10	1,08

A evolução da resistência à compressão, em função da resistência aos 28 dias, apresentou comportamento muito próximo para os concretos estudados (Figura 6.38). Pela Tabela 6.16, observa-se que, com 1 e 3 dias de idade, o crescimento da resistência dos concretos C80 é superior ao dos concretos C60, provavelmente devido a uma maior atividade pozolânica, nas misturas com microestrutura mais densa. Porém, a partir de 7 dias, o crescimento é muito próximo, para ambas as classes de resistência.



(a)



(b)

**Figura 6.38 – Variação da relação  $f_c/f_{c,28}$  para os concretos classe C80 e C60: (a) em diversas idades e (b) até 28 dias.**

Neste estudo, o crescimento da resistência, em função do tempo, é maior do que a obtida por (SILVA, E, 1997), para concretos com composição semelhante (porém sem ARR). O fato foi atribuído ao uso do cimento CP V nesta pesquisa, ao invés do cimento CP II F-32, empregado na outra. Com 7 dias, os corpos-de-prova atingiram cerca de 85% da resistência aos 28 dias. O crescimento relativo da resistência de 7 dias, em relação à de 28 dias, obtido neste trabalho, está dentro do intervalo de 0,8 a 0,9 descrito no ACI 363 (1984). Aos 90 dias de idade, houve um acréscimo de resistência médio da ordem de 6%, em relação à resistência de 28 dias. O aumento percentual médio da resistência à compressão do concreto, de 28 para 360 dias, foi de 10%. O ganho rápido de resistência aos 7 dias, seguido de pequeno aumento, após 28 dias, é compatível com o cimento de designação CPV ARI, com alto teor de  $C_3S$  e elevada finura.

### 6.7.3 A resistência à compressão e a superfície de ruptura

Todos os corpos-de-prova apresentaram ruptura explosiva, devido ao comportamento frágil do concreto e à elevada energia armazenada na prensa de ensaio.

De uma maneira geral, em concretos com resistência à compressão de até 50 MPa, a superfície de ruptura apresentou-se áspera com partes dos agregados rompidos, predominando as fissuras na pasta de cimento e na zona de transição, regiões mais fracas (fratura na interface). O concreto se comportou como material composto. Essa situação ocorreu com 1 dia, para os concretos C80, e com 1 e 3 dias, nos concretos C60 (Figura 6.39 a).

Aproximadamente no intervalo de resistência de 60 a 90 MPa, a superfície de ruptura foi lisa, com praticamente todos os agregados rompidos. As fissuras atravessaram os agregados, passando a participar, de modo significativo, na resistência à compressão do concreto. Parece que, nesta faixa, o concreto se comporta como material homogêneo. Essa situação ocorreu aos 3 e 7 dias nos concretos C80 e em todos os concretos C60 a partir de 7 dias (Figura 6.39 b).

A partir de aproximadamente 90 MPa, a ruptura foi totalmente frágil, com todos os agregados cisalhados, sendo possivelmente a região mais fraca (fratura transgranular). O concreto volta a se comportar como material composto. Essa situação ocorreu para os concretos C80 a partir de 28 dias (Figura 6.39 c).



**Figura 6.39 – Tipos de fratura: (a) áspera; (b) lisa e (c) transgranular.**

O comportamento observado nesta pesquisa está de acordo com o obtido por SILVA, E (1997), trabalhando com concretos contendo 10% de sílica ativa, com resistência à compressão variando de 35 MPa até 120 MPa, usando diferentes tipos de rocha e 3 tipos de corpos-de-prova.

Pesquisa realizada por HELLAND *et al.* (1983), utilizando seixo britado e 5% a 15% de sílica ativa, mostrou que as fissuras começaram a penetrar o agregado, nos concretos com resistência em torno de 80 MPa. Até este nível de resistência, o concreto se comportou como um material composto. No intervalo de 80 MPa a 100 MPa, as capacidades de carga do agregado e da pasta de cimento estavam muito próximas, onde o concreto atuou como um material homogêneo. Acima deste nível, aproximadamente, o agregado foi a parte mais fraca e o concreto tornou a se comportar como material composto.

HANSEN *et al.* (1996) verificaram que, para concretos fabricados com quartzo diorito e adição de 3%, 9% e 11% de sílica ativa, até 70 MPa a fratura ocorreu na interface, com poucos agregados cisalhados. Quando a resistência, determinada em cilindros, cresceu para níveis acima de 100 MPa, a superfície de ruptura foi lisa, com extensiva fratura transgranular.

### *6.8 Módulo de elasticidade (na compressão)*

Foram realizadas rupturas à compressão em corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm, usando extensômetros elétricos de resistência, para determinação da curva tensão deformação, o que possibilitou a determinação do módulo de elasticidade e deformação de pico. O módulo de elasticidade calculado foi o módulo tangente à origem. O cálculo foi feito traçando-se uma tangente ao trecho, praticamente linear da função tensão-deformação, da origem até a tensão correspondente a 40% da carga de ruptura, conforme comprovado nas curvas tensão-deformação obtidas.

Este ensaio foi realizado para todos os concretos classe C80 e C60, aos 28 dias, para avaliar o efeito do ARR, conforme apresentado na Tabela 6.17 e na Tabela 6.18. A Figura 6.40 mostra as curvas típicas de tensão-deformação dos concretos, aos 28 dias.

**Tabela 6.17 – Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos concretos classe C80, aos 28 dias.**

Concreto	Resistência à compressão ( $f_c$ )			Deformação <sup>(1)</sup> ( $\epsilon$ )			Módulo de elasticidade <sup>(2)</sup> ( $E_c$ )		
	$f_c$ (MPa)	$f_{c,m}$	CV	$\epsilon$	$\epsilon_m$	CV	$E_c$ (GPa)	$E_{c,m}$	CV
C80_0%	92,4	91,9 MPa	3,9%	3202	2961	5,4%	33,9	35,9 GPa	3,2%
	91,0			2849			36,1		
	88,2			2886			36,7		
	98,4			3062			37,0		
	91,6			2764			36,3		
	89,5			3002			35,1		
C80_1%	100,7	94,6 MPa	4,6%	3046	3030	5,3%	35,9	34,8 GPa	4,7%
	98,7			2963			36,0		
	94,3			3222			32,3		
	93,3			3208			33,3		
	89,9			2935			34,8		
	90,5			2809			36,3		
C80_2%	88,0	85,1 MPa	3,2%	2567	2758	9,2%	37,2	35,8 GPa	1,6%
	82,6			2661			35,7		
	84,7			3046			34,4		

(1) Deformação correspondente à tensão de pico.

(2) Módulo de elasticidade teórico, ou seja, módulo tangente à origem.

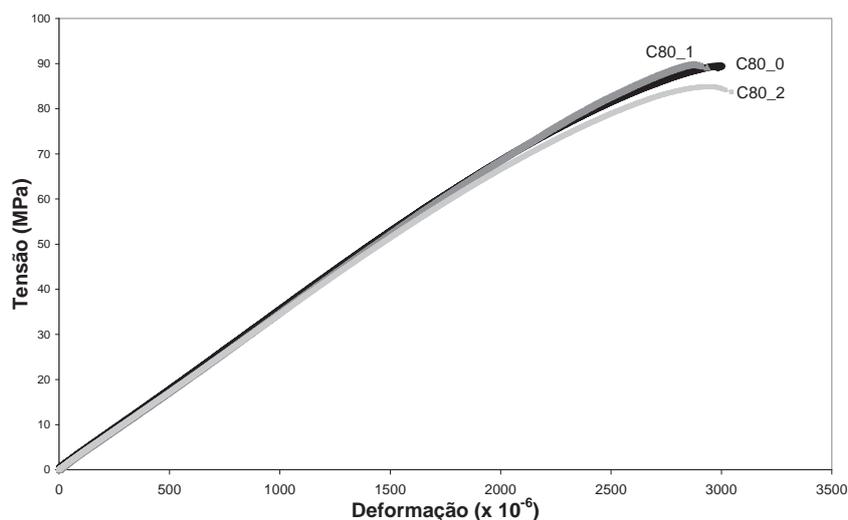
**Tabela 6.18 - Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos concretos classe C60, aos 28 dias.**

Concreto	Resistência à compressão ( $f_c$ )			Deformação <sup>(1)</sup> ( $\epsilon$ )			Módulo de elasticidade <sup>(2)</sup> ( $E_c$ )		
	$f_c$ (MPa)	$f_{c,m}$	CV	$\epsilon$	$\epsilon_m$	CV	$E_c$ (GPa)	$E_{c,m}$	CV
C60_0%	66,3	65,5 MPa	2,7%	2902	2743	7,7%	30,5	30,3 GPa	6,1%
	66,9			2588			33,4		
	62,5			2580			29,2		
	66,6			2989			28,9		
	65,2			2596			29,3		
C60_1%	71,4	68,8 MPa	6,4%	2724	2766	13,5%	32,8	30,1 GPa	6,8%
	62,2			2314			30,1		
	70,5			2799			29,5		
	71,0			3228			27,9		
C60_2%	65,4	62,3 MPa	3,8%	2787	2755	1,5%	30,5	30,2 GPa	1,7%
	62,7			2769			30,5		
	59,8			2708			29,6		

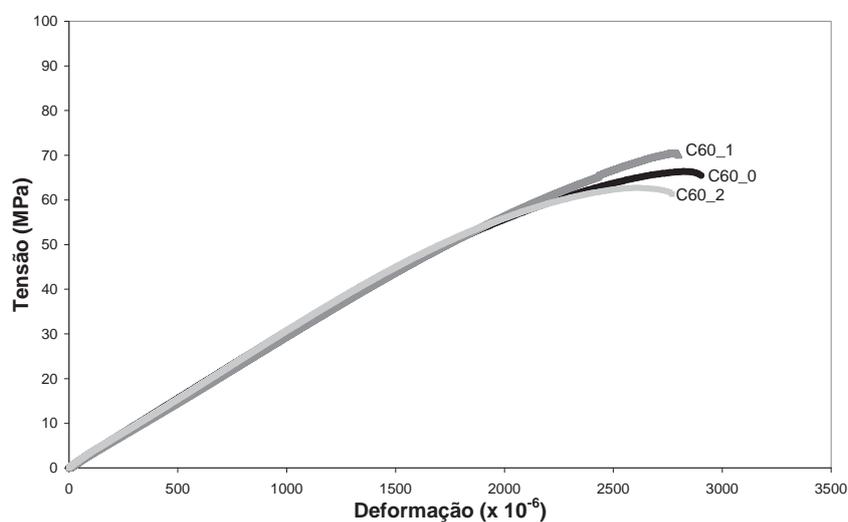
(1) Deformação correspondente à tensão de pico.

(2) Módulo de elasticidade teórico, ou seja, módulo tangente à origem.

Os resultados de resistência à compressão médios ( $f_{cm}$ ), determinados no ensaio de módulo de elasticidade (Tabela 6.17 e Tabela 6.18), estão bem próximos aos valores médios obtidos no ensaio de resistência à compressão (Tabela 6.15), o que denota consistência dos resultados experimentais.



(a)



(b)

**Figura 6.40- Curvas típicas de tensão- deformação na compressão, aos 28 dias, usando-se extensômetros elétricos de resistência: (a) concretos C80;( b) concretos C60.**

Os resultados médios de módulo de elasticidade dos concretos C80, aos 28 dias, estão muito próximos, sendo 35,9, 34,8 e 35,8 GPa, respectivamente, para as misturas contendo 0, 1 e 2% de ARR. Na mesma idade, comportamento semelhante foi observado para os concretos C60, cujos resultados médios de módulo de elasticidade foram 30,3, 30,1 e 30,2 GPa, respectivamente, para os concretos de referência e contendo 1 e 2% de ARR. A diferença percentual entre o maior e o menor valor, numa mesma classe de resistência, foi de no máximo 3%. Isso indica que *a presença do ARR não alterou o módulo de elasticidade dos concretos, nos teores usados nessa pesquisa.*

Os coeficientes de variação baixos (Tabela 6.17 e Tabela 6.18) confirmam esse comportamento, particularmente evidenciado pelas curvas de tensão-deformação (Figura 6.40).

Em concretos com classe de resistência diferentes (C80 e C60), contendo mesmos teores de ARR, aos 28 dias, nota-se que os módulos de elasticidade das misturas C80 são cerca de 17% superiores aos da mistura C60. Numa mesma idade, concreto com classes de resistência diferentes, o módulo de elasticidade não cresceu na mesma proporção que a resistência à compressão, como esperado.

A deformação última na compressão foi da ordem de  $2760$  a  $3030 \times 10^{-6}$  nos concretos C80 e de  $2740$  a  $2770 \times 10^{-6}$  nas misturas C60. Assim como o módulo de elasticidade, a deformação última não foi fortemente alterada pela adição de ARR, tanto nos concretos C80 (diferença menor que 9%) como nas misturas C60 (diferença inferior à 1%). A magnitude dos resultados está próxima à estimada pela equação proposta pelo CEB/FIP, apresentada em AÏTCIN (2000), cujo valor foi de  $2715 \times 10^{-6}$ , para C80 e  $3150 \times 10^{-6}$ , para C60. VELASCO (2007), trabalhando com concretos com  $f_{c,28}$  igual a 70 MPa, obteve deformação última média de  $2740 \times 10^{-6}$ .

Para o concreto C80\_0, com resistência à compressão de 91,9 MPa, correspondeu uma deformação de pico igual a  $2961 \times 10^{-6}$ . Já o concreto C60\_0, com resistência de 65,5 MPa, a deformação última foi  $2743 \times 10^{-6}$ . O concreto mais resistente apresentou maior deformação, entretanto, sob uma mesma tensão, o concreto mais resistente apresentou uma deformação menor, pois o módulo de elasticidade é mais elevado no concreto de resistência maior.

Também foi realizado o ensaio em diversas idades, no concreto de referência C80\_0, para avaliar a evolução do módulo de elasticidade em função do tempo (Tabela 6.19). A Figura 6.41 apresenta as respectivas curvas típicas de tensão-deformação do concreto C80\_0, em diversas idades.

O módulo de elasticidade cresceu com o tempo, variando de 29,0 Gpa, com 1 dia, até 37,9 Gpa, aos 90 dias de idade (Tabela 6.19 e Figura 6.41). Para um mesmo concreto (C80\_0), o módulo de elasticidade, em relação ao resultado de 28 dias, cresceu de 81%

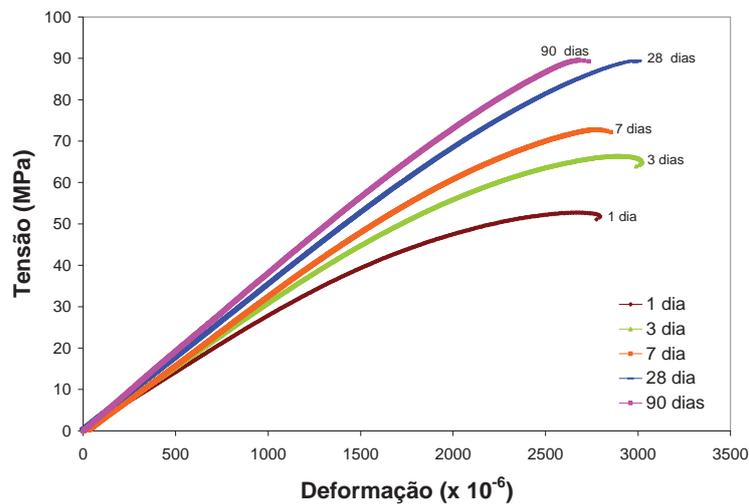
com 1 dia, para 86% aos 3 dias e atingindo 91% aos 7 dias. No mesmo intervalo de tempo, o crescimento da resistência à compressão, em relação à resistência aos 28 dias foi menor, sendo igual a 59%, 72% e 78%, respectivamente, com 1, 3 e 7 dias.

**Tabela 6.19 - Resultados do ensaio de módulo de elasticidade dos concretos classe C80\_0 em diversas idades.**

Idade (dias)	Resistência à compressão ( $f_c$ )			Deformação <sup>(1)</sup> ( $\epsilon$ )			Módulo de elasticidade <sup>(2)</sup> ( $E_c$ )		
	$f_c$ (MPa)	$f_{c,m}$	CV	$\epsilon$	$\epsilon_m$	CV	E (GPa)	$E_{c,m}$	CV
1	52,7	52,6 MPa	0,4%	2795	2732	3,3%	28,2	29,0 GPa	3,9%
	52,4			2669			29,8		
3	66,4	66,0 MPa	0,9%	3022	2976	2,2%	30,9	30,8 GPa	0,5%
	65,6			2930			30,7		
7	72,8	71,4 MPa	2,8%	2854	2741	5,8%	32,9	32,8 GPa	0,6%
	70,0			2628			32,6		
28	91,0	91,9M Pa	3,9%	2849	2961	5,4%	36,1	35,9 GPa	3,2%
	88,2			2886			36,7		
	92,4			3202			33,9		
	98,4			3062			37,0		
	91,6			2764			36,3		
	89,5			3002			35,1		
90	97,8	97,5	8,1	2589	2661	3,8%	37,7	37,9 GPa	0,6%
	89,5			2733			38,0		
	105,2			-			-		

(1) Deformação correspondente à tensão de pico.

(2) Módulo de elasticidade teórico, ou seja, módulo tangente à origem.



**Figura 6.41 - Curvas típicas de tensão- deformação na compressão, para o concreto C80\_0, em diversas idades.**

Pela Figura 6.40 e pela Figura 6.41 vê-se que a expressão módulo de *Young* ou módulo de elasticidade de elasticidade é bem adequada aos concretos investigados (com e sem ARR), pois a curvatura da função tensão-deformação é pequena, sobretudo nas idades mais avançadas, um função aproximadamente linear a maior parte do trecho. Pela Figura 6.41 observa-se que a curvatura diminui, à medida que a hidratação avança. A curvatura do diagrama tensão-deformação do concreto, material composto, é devido à presença de interfaces entre o agregado e a pasta de cimento e o conseqüente aparecimento de microfissuras nessas interfaces. Nos concretos C80 e C60, aos 28 dias, a parte linear representa uma fração muito alta da resistência final. Essa linearidade é devido ao fato do módulo de elasticidade da pasta e do agregado serem, provavelmente, próximos, além do fato da interface agregado-pasta ser mais resistente, fazendo com que a fissuração de interface (aderência) seja pequena durante todos os estágios de carregamento. Isso faz com que a parte ascendente da curva tensão-deformação seja mais inclinada, com relação ao eixo das deformações, à medida que a resistência aumenta. Nessa situação, o comportamento do concreto é mais monolítico. A curvatura na curva tensão-deformação corresponde ao início da propagação rápida da fissuração, cuja tensão é dependente da relação água/cimento. A ruptura que se seguiu ocorreu através do agregado graúdo e da matriz, onde as partículas de agregado não atuaram como barreira à fissuração, sendo rápida a ruptura. A Figura 6.42 mostra a ruptura desses concretos, caracterizando comportamento de material frágil. A ruptura explosiva aconteceu nos concretos C80, a partir de 3 dias, e nos concretos C60 a partir de 7 dias de idade.



**Figura 6.42 - Ruptura explosiva de corpo-de-prova de alta resistência C80.**

## 6.9 Resistência à tração direta ( $f_{ct}$ )

O comportamento dos concretos à tração direta é feito sob dois enfoques, analisando-se 62 corpos-de-prova com forma e dimensões descritas na Figura 5.40 (seção 5.8.2):

- com os resultados, aos 28 dias, de todos os concretos (C80 e C60 contendo 0, 1 e 2% de ARR), mediante a análise realizada com o resultado de 35 corpos-de-prova, sendo praticamente a metade para cada classe de resistência;
- com os resultados, para o concreto de referência C80, mediante a análise realizada com o resultado de 27 corpos-de-prova, distribuídos uniformemente nas idades de 1, 3, 7, 28 e 90 dias e
- por fim é apresentada uma equação empírica para estimar  $f_{ct}$  a partir de  $f_c$ .

Cada concreto investigado teve seu comportamento representado por 5 ou 6 corpos-de-prova (por idade e por teor de ARR). Os corpos-de-prova não foram provenientes, necessariamente, de uma mesma amassada.

Posteriormente, alguns corpos-de-prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm foram rompidos à tração por compressão diametral, para comparar com os resultados de tração direta e de resistência à compressão, aos 28 dias.

### 6.9.1 Resultados, aos 28 dias, para todos os concretos

A Tabela 6.20 e a Tabela 6.21 apresentam os resultados individuais e médios obtidos no ensaio de resistência à tração direta dos concretos classe C80 e C60, com 0%, 1% e 2% de ARR, aos 28 dias de idade.

A Figura 6.43 mostra a resistência à tração direta média dos concretos C80 e C60, aos 28 dias de idade, bem como os respectivos desvios padrão.

Os concretos C80 apresentaram resistência média à tração direta, aos 28 dias de idade, igual a 3,9 MPa, 3,7 MPa e 3,5 MPa, respectivamente, para os concretos de referência, com 1% e 2% de ARR. A presença do ARR, nos teores de 1% e de 2%, acarretou uma redução de 5% e de 11% na resistência média à tração direta, em relação ao concreto de referência, respectivamente. Nos concretos C60, a resistência média à tração direta, aos 28 dias de idade, foi de 2,8 MPa, 2,6 MPa e 2,5 MPa, para os concretos de referência,

com 1% e 2% de ARR, respectivamente. Neste caso, a presença do ARR, no teor de 1% e de 2%, acarretou uma redução de 7% e de 10% na tração direta em relação ao concreto de referência, respectivamente (Figura 6.43).

**Tabela 6.20 – Resistência à tração direta dos concretos classe C80, aos 28 dias.**

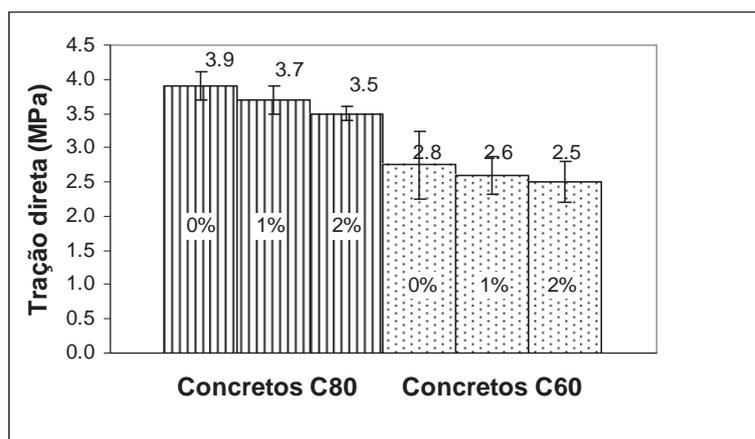
Concreto	Geometria do CP <sup>(1)</sup>	Resistência à tração direta ( $f_{ct}$ )			Local da Ruptura <sup>(2)</sup>
		$f_{ct}$ (MPa)	$f_{ct,m}$	CV	
C80_0	70 S	3,92	3,9 MPa	5%	região central
	70 S	3,88			região central
	70 S	3,74			região central
	75 S	4,11			região central
	75 S	3,60			região central
	75 B	4,08			região central
C80_1	70 S	3,80	3,7 MPa	6%	região de transição
	70 S	3,81			região central
	70 S	3,84			região central
	75 S	3,31			região central
	75 B	3,78			região central
	75 B	3,57			na transição
C80_2	70 S	3,50	3,5 MPa	3%	região central
	70 S	3,47			região central
	75 S	3,55			região central
	75 S	3,28			região de transição
	75 B	3,47			região central

Nota: (1) ver Figura 5.40 e (2) ver seção 6.9.4.

**Tabela 6.21 – Resistência à tração direta dos concretos classe C60, aos 28 dias.**

Concreto	Geometria do CP <sup>(1)</sup>	Resistência à tração direta ( $f_{ct}$ )			Local da Ruptura <sup>(2)</sup>
		$f_{ct}$ (MPa)	$f_{ct,m}$	CV	
C60_0	70 S	3,22	2,8 MPa	18%	região de transição
	70 S	2,10			região de transição
	75 S	3,13			região central
	75 S	2,36			região de transição
	75 B	3,20			na transição
	75 B	2,50			na transição
C60_1	70 S	2,73	2,6 MPa	11%	região central
	70 S	2,54			região central
	75 S	2,23			região de transição
	75 B	2,87			região central
C60_2	70 S	2,70	2,5 MPa	12%	região de transição
	70 S	2,99			região de transição
	70 S	2,15			região de transição
	75 S	2,57			região central
	75 S	2,28			região central
	75 B	2,63	na transição		

Nota: (1) ver Figura 5.40 e (2) ver seção 6.9.4.



**Figura 6.43 – Resistência à tração direta média dos concretos C80 e C60, aos 28 dias de idade.**

Considerando os resultados, houve uma redução média da ordem de 5% ao se adicionar 1% de ARR ao concreto e de 10% dobrando a dosagem do ARR. Portanto, a capacidade resistente do material diminuiu até 10%, muito próximo aos 8% que ocorreu na resistência à compressão.

Para os concretos C80, os coeficientes de variação variaram em torno de 5% (Tabela 6.20), na média, evidenciando uma uniformidade muito boa nas operações de ensaio, particularmente em se tratando de ensaio de tração direta. Nos concretos C60, os coeficientes de variação foram mais elevados (média 14%), embora os resultados médios de tração estejam muito próximos (Tabela 6.21).

A resistência à tração direta dos concretos C80 foi cerca de 35% superior à determinada nos concretos C60 (Figura 6.43), comportamento esperado face ao intervalo de classes de resistências dos concretos.

Como a resistência à tração direta é dependente do método de ensaio utilizado e do tipo de corpo-de-prova adotado (RAPHAEL, 1984), há uma dificuldade na comparação de resultados de outros pesquisadores. Convém concentrar esforços no sentido de, primeiramente, tentar padronizar o procedimento de ensaio.

A Tabela 6.22 apresenta os resultados de resistência à tração direta, resistência à compressão e a relação entre as duas grandezas, para a idade de 28 dias.

A relação entre as resistências à tração direta e compressão ( $f_{ct,28}/f_{c,28}$ ) permaneceu na mesma ordem de grandeza, sendo em média igual a 4,1%. Esse comportamento foi verificado para todos os concretos investigados, na idade de 28 dias.

**Tabela 6.22 – Correlação entre  $f_{ct,28}$  e  $f_c$ , aos 28 dias.**

Concreto	$f_{ct,28}$ (MPa)	$f_{c,28}$ (MPa)	$f_{ct,28}/f_{c,28}$ (%)
C80_0	3,9	89,3	4,4
C80_1	3,7	90,7	4,1
C80_2	3,5	84,5	4,1
C60_0	2,8	67,3	4,2
C60_1	2,6	69,1	3,8
C60_2	2,5	65,2	3,8

### 6.9.2 Resultados, em diversas idades, para C80\_0

Os resultados individuais de resistência à tração, para cada idade ensaiada, os valores médios e respectivos coeficientes de variação estão na Tabela 6.23.

A Figura 6.44 mostra os resultados médios de resistência à tração direta do concreto C80\_0 com 1, 3, 7, 28 e 90 dias e o desvio padrão correspondente a cada idade.

O comportamento da função foi tal que, nas primeiras idades, houve um crescimento grande e se estabilizou após 28 dias. Os coeficientes de variação da ordem de 5%, obtidos para 1, 3, 7 e 28 dias, mostram uma boa uniformidade nas operações de ensaio, validando os resultados. Apenas aos 90 dias o coeficiente de variação foi elevado (10%), revelando uma maior dispersão nos valores.

#### 6.9.2.1 Evolução $f_{ct,i}/f_{ct,28}$

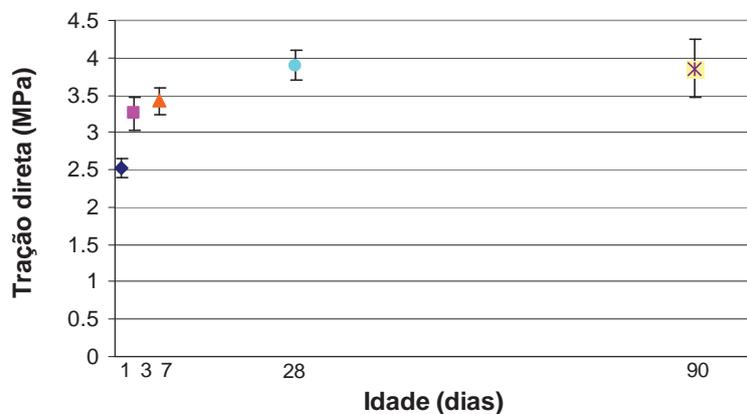
A resistência relativa à idade de 28 dias constitui um parâmetro útil, sob o ponto de vista estrutural, na estimativa do resultado para as diversas idades do concreto. A Tabela 6.24 apresenta os resultados médios de resistência à tração ( $f_{ct}$ ), a evolução da tração em relação à idade de 28 dias ( $f_{ct}/f_{ct,28}$ ), a resistência à compressão ( $f_c$ ) e a evolução da tração direta em relação à resistência à compressão ( $f_c/f_{c,28}$ ). A Figura 6.45 apresenta a resistência à tração em cada idade, em relação à tração obtida aos 28

dias. Para efeito comparativo, é mostrada a resistência relativa à compressão, em relação à idade de 28 dias.

**Tabela 6.23 – Resistência à tração direta dos concretos classe C80\_0, em diversas idades.**

Idade (dias)	Geometria do CP <sup>(1)</sup>	Resistência à tração direta ( $f_{ct}$ )			Local da Ruptura <sup>(2)</sup>
		$f_{ct}$ (MPa)	$f_{ct,m}$	CV	
1	70 S	2,56	2,5 MPa	5 %	região de transição
	70 S	2,69			região de transição
	70 S	2,50			região central
	75 S	2,43			região de transição
	75 B	2,4			região central
3	70 S	3,51	3,3 MPa	7 %	região central
	70 S	3,22			região central
	70 S	3,25			região central
	75 S	2,92			região central
	75 S	3,15			região de transição
7	75 B	3,46	3,4 MPa	5 %	região central
	70 S	3,44			região de transição
	70 S	3,49			região central
	75 S	3,37			região de transição
	75 S	3,16			região de transição
28	75 B	2,64	3,9 MPa	5 %	região central
	70 S	3,92			região central
	70 S	3,88			região central
	70 S	3,74			região central
	75 S	4,11			região central
90	75 S	4,60	3,9 MPa	10%	região central
	75 B	4,08			região central
	70 S	3,65			região central
	70 S	3,99			região central
	75 S	3,45			região de transição
	75 S	3,72			região central
	75 B	4,45			região central

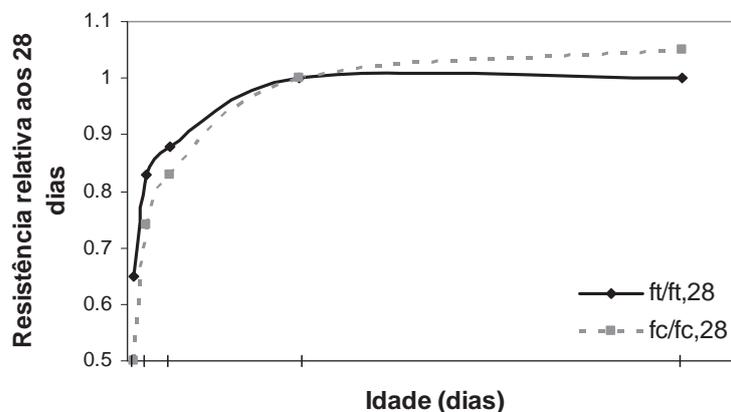
Nota: (1) ver Figura 5.40 e (2) ver seção 6.9.4.



**Figura 6.44 – Resistência à tração direta média dos concretos C80\_0, nas idades de 1, 3, 7, 28 e 90 dias e respectivos desvios padrão.**

**Tabela 6.24 – Evolução da resistência à tração em relação à idade de 28 dias e em função da resistência à compressão**

Idade (dias)	$f_{ct}$ (MPa)	$f_{ct}/f_{ct,28}$	$f_c$ (MPa)	$f_c/f_{c,28}$
1	2,5	0,65	44,9	0,50
3	3,3	0,83	65,8	0,74
7	3,4	0,88	74,6	0,83
28	3,9	1,00	89,3	1,00
90	3,9	1,00	93,6	1,05



**Figura 6.45 – Variação da relação  $f_t/f_{t,28}$  e da relação  $f_c/f_{c,28}$  em função da idade, para o concreto C80\_0**

A resistência à tração direta e a resistência à compressão apresentaram crescimentos diferentes ao longo do tempo. Nas primeiras idades, o crescimento da resistência relativa à tração ( $f_t/f_{t,28}$ ) foi maior do que a evolução da resistência relativa à compressão ( $f_c/f_{c,28}$ ). A evolução da resistência à tração direta é bem elevada atingindo 65%, 83% e 88% da resistência de 28 dias, já com 1, 3 e 7 dias de idade, respectivamente, enquanto que o crescimento da resistência à compressão foi de 50%, 74% e 83%, nas mesmas idades. De 28 para 90 dias de cura, a resistência à tração direta se estabilizou, enquanto a resistência à compressão apresentou um ganho de 5%.

Os percentuais de crescimento da tração direta estão próximos dos obtidos por SILVA, E, (1997), para a resistência à tração por compressão diametral, em concretos com mesma classe de resistência, usando sílica ativa e agregado britado granulito. A pesquisadora obteve um percentual, em relação ao resultado de 28 dias, de 67%, 85%,

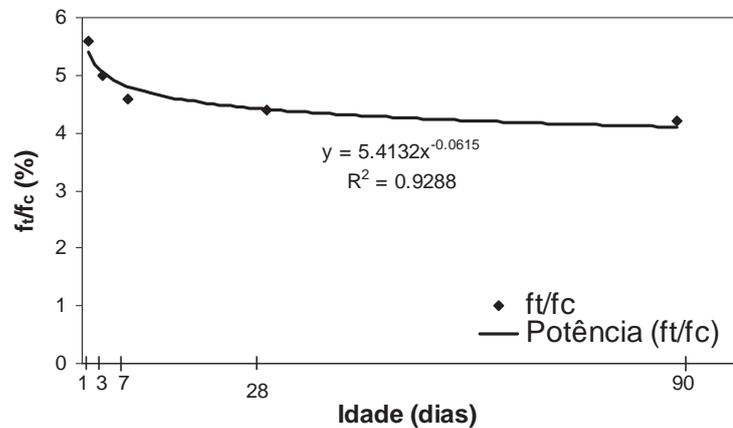
98% com 1, 3 e 7 dias de idade. E, a partir de 28 dias, praticamente se estabilizou. Os percentuais de crescimento da resistência à compressão foram de 36%, 56% e 74%, nas mesmas idades e crescimento de 6% aos 90 dias.

### 6.9.2.2 Relação $f_t/f_c$

As resistências à tração direta e à compressão axial são relacionadas diretamente, mas o valor correspondente a essa proporcionalidade não é constante. À medida que a idade avança, a relação  $f_t/f_c$  diminui (Tabela 6.25). A Figura 6.46 apresenta o comportamento dessa função bem como a equação para correlacionar as duas grandezas, para o concreto C80\_0.

**Tabela 6.25 – Relação entre a resistência à tração direta e a resistência à compressão para C80\_0, em diversas idades.**

Idade (dias)	$f_t$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$f_t/f_c$ (%)
1	2,5	44,9	5,6
3	3,3	65,8	5,0
7	3,4	74,6	4,6
28	3,9	89,3	4,4
90	3,9	93,6	4,2



**Figura 6.46 - Relação  $f_t/f_c$  em função da idade, para o concreto C80\_0.**

A relação entre as resistências à tração direta e à compressão situou-se no intervalo de 5,6% a 4,2%, sendo aos 28 dias igual a 4,4%. Foi visto na seção 6.9.1 que essa relação foi, em média, igual a 4,1%, considerando todos os concretos, aos 28 dias.

A relação  $f_t/f_c$  decresceu de 5,6% a 4,2% no período de 1 a 90 dias de idade (Tabela 6.25). Este intervalo está de acordo com o citado por LIMA (2003), para correlação entre tração direta e resistência à compressão, que foi de 10% a 4%, trabalhando com argamassa. Esse intervalo é pequeno e parece coerente, pois o crescimento da resistência à tração é grande, já nas primeiras idades, e logo se estabiliza, enquanto a resistência à compressão ainda cresce. Os dados experimentais dessa pesquisa mostram que a resistência à tração direta do concreto, aos 7 dias, já representa praticamente 90% da tensão obtida aos 28 dias e que, após essa data, não houve crescimento (ver 6.9.2.1).

A equação empírica para estimar a tração direta do concreto a partir da resistência à compressão, proposta pelo CEB (1990), que é a mesma constante na NBR 6118 (2003), estabelece um valor único médio, para o resultado da tração direta (Eq. 6.1). A expressão obtida nesta pesquisa, a partir dos dados experimentais do concreto C80\_0, é apresentada na Eq. 6.2.

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad \text{Eq. 6.1}$$

$$\frac{f_{ct}}{f_c} = 0,0541x^{-0,0615} \quad \text{Eq. 6.2}$$

onde x é a idade do concreto, em dias.

A título de exemplificação a Tabela 6.26 apresenta os resultados estimados de resistência à tração direta de todos os concretos (C80 e C60), aos 28 dias, usando a equação da NBR 6118 (2003) e a proposta nesta pesquisa e compara com os valores experimentais. Considerou-se, para o cálculo pela norma brasileira, a expressão ( $f_{cj} = f_{ck} + 1,65 S_d$ ) e tomou-se para o desvio padrão da série  $S_d = 4,0$  MPa.

**Tabela 6.26 – Resultados experimentais e teóricos de  $f_{ct}$ , aos 28 dias.**

Concreto	$f_{c,28}$ (MPa)	Resultados experimentais	Resultados teóricos pela NBR 6118 (2003)	Resultados teóricos pela equação proposta
C80_0	89,3	3,9	5,7	3,9
C80_1	90,7	3,7	5,7	4,0
C80_2	84,5	3,5	5,5	3,7
C60_0	67,3	2,8	5,0	3,0
C60_1	69,1	2,6	5,0	3,0
C60_2	65,2	2,5	4,9	2,9

A equação proposta pela norma brasileira superestimou os resultados de resistência à tração direta dos concretos C80 em torno de 50% e dos concretos C60 em cerca de 80%. Extrapolando-se a expressão proposta nesta pesquisa (concretos C80) para estimar  $f_{ct}$  dos concretos C60, os resultados são majorados da ordem de 10%, o que ainda é uma aproximação razoável, na ausência de resultados experimentais.

### 6.9.3 A relação entre a tração por compressão diametral com a tração direta e com a resistência à compressão, aos 28 dias

A correlação entre os resultados de tração direta e de tração por compressão diametral foi realizada, pois o ensaio do primeiro (tração direta) é de execução mais difícil e não é possível ser realizado em laboratórios de controle. Para os concretos de referência (C80\_0 e C60\_0), foram rompidos corpos-de-prova à tração, por compressão diametral, para comparar com o resultado de tração direta, aos 28 dias. As idades de ruptura dos corpos-de-prova submetidos à tração, por compressão diametral, foram 60 dias (para C80\_0) e 180 dias (para C60\_0), aproveitando corpos-de-prova remanescentes na câmara úmida, de duas misturas realizadas anteriormente para cada concreto. Apesar da idade de ruptura dos corpos-de-prova ser bem superior a 28 dias, não invalida a análise, haja vista que a resistência à tração por compressão diametral cresce muito rapidamente nas primeiras idades e que, após 28 dias de idade, o crescimento é muito pequeno, cerca de 1 a 4%, conforme observado por outros pesquisadores, entre eles, AGUADO e OLIVEIRA (1992) e SILVA, E (1997). A Tabela 6.27 apresenta os resultados de tração por compressão diametral, determinados experimentalmente nesta pesquisa.

**Tabela 6.27 – Resultados de resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ), em cilindros de 100 mm x 200 mm dos concretos C80\_0 e C60\_0.**

Concreto	CP N°	Idade (dias)	$f_{ct, sp}$ (MPa)	$f_{ct, sp}$ Médio	CV
C80_0	1	60	7,00	7,7 MPa	7,2%
	2	60	7,07		
	3	60	7,35		
	4	60	7,80		
	5	60	7,95		
	6	60	8,24		
	7	60	8,58		
C60_0	1	180	5,58	6,2 MPa	4,2%
	2	180	6,14		
	3	180	6,14		
	4	180	6,40		
	5	180	6,59		

Alguns corpos-de-prova romperam de modo convencional, bipartidos longitudinalmente ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas e outros, de modo explosivo, com desagregação completa do corpo-de-prova, como mostrado na Figura 6.47.



**Figura 6.47– Ensaio de tração por compressão diametral: (a) ensaio em execução; (b) ruptura convencional; (c) ruptura explosiva.**

A Tabela 6.28 apresenta as correlações entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão e entre a resistência à tração por compressão diametral e a tração direta, determinadas neste estudo, a partir dos resultados experimentais, para os concretos de referência C80 e C60, aos 28 dias de idade.

**Tabela 6.28 – Correlação entre a resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ) e a resistência à compressão ( $f_c$ ) e entre a resistência à tração por compressão diametral ( $f_{ct,sp}$ ) e a tração direta ( $f_{ct}$ ).**

Concreto	$f_{c,28}$	$f_{ct, 28}$	$f_{ct, sp}$	$f_{ct, sp}/f_c$	$f_{ct, sp}/f_{ct}$
C80_0	89,3 MPa	3,9 MPa	7,7 <sup>(1)</sup> MPa	8,6 %	2,2
C60_0	67,3 MPa	2,8 MPa	6,2 <sup>(2)</sup> MPa	9,2%	2,2

(1) Resistência à tração por compressão diametral, aos 60 dias de idade. Valor médio de 7 corpos-de-prova provenientes de duas misturas.

(2) Resistência à tração por compressão diametral, aos 180 dias de idade. Valor médio de 5 corpos-de-prova provenientes de duas misturas.

A relação entre as resistências à tração por compressão diametral e tração direta ( $f_{ct, sp}/f_{ct}$ ) obtida nesse estudo foi da ordem de 2, ou seja, a tração por compressão diametral foi cerca do dobro da tração direta. A norma brasileira NBR 6118 (2003) estabelece a relação entre a resistência à tração por compressão diametral e tração direta dada pela equação Eq. 6.3.

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp}, \text{ ou seja, } \frac{f_{ct,sp}}{f_{ct}} = 1,11 \quad \text{Eq. 6.3}$$

Pela expressão da norma brasileira, a tração por compressão diametral ( $f_{ct, sp}$ ) é apenas 11% superior à tração direta ( $f_{ct}$ ). NEVILLE (1997) menciona uma faixa baixa ao estabelecer que a tração por compressão diametral pode ser considerada de 5 a 10% maior que a tração direta. Cabe relatar que não são mencionadas a forma e as dimensões dos corpos-de-prova ensaiados para tração direta, bem como o método de ensaio usado, fatores que influenciam o resultado. Portanto, antes de comparar os resultados, é importante estabelecer corpos-de-prova e método de ensaio padrão. Para LOBO CARNEIRO (1968), a resistência à tração por compressão diametral, calculada pela fórmula elástica, é um pouco superior à resistência à tração direta, entretanto, ele menciona que “é necessário um maior número de pesquisas, muito cuidadosas, para que se possa determinar, com maior rigor, a ordem de grandeza dessa diferença”. Embora não tenha sido o objetivo inicial do presente trabalho, a realização do ensaio de tração direta contribuiu para o aumento da base de dados, para se chegar ao valor real dessa correlação.

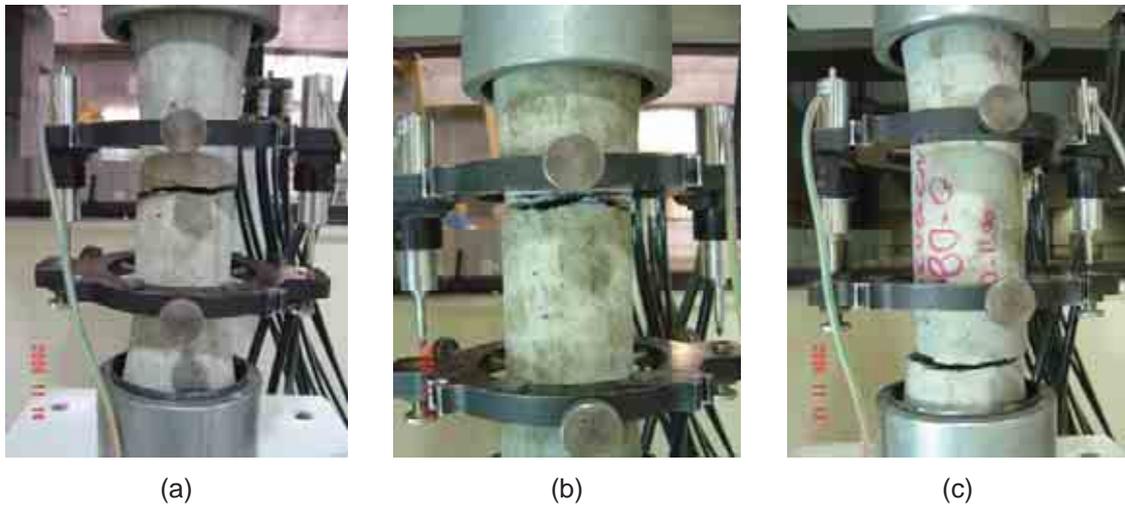
A relação média entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão, aos 28 dias, foi da ordem de 9%, valor considerado alto, porém dentro do intervalo de 5% a 10% obtido por outros pesquisadores, entre eles, AGUADO e OLIVEIRA (1992), GONÇALVES *et al.* (1994), GOMES (1995) e SILVA, E (1997). As relações  $f_{ct, sp}/f_{ct}$  e  $f_{ctd}/f_c$ , determinadas neste estudo estão de acordo com o obtido por RAPHAEL (1984), que obteve, para resistência à tração por compressão diametral, 10% da resistência à compressão e o dobro do obtido nos ensaios de tração direta.

#### *6.9.4 Modo de ruptura*

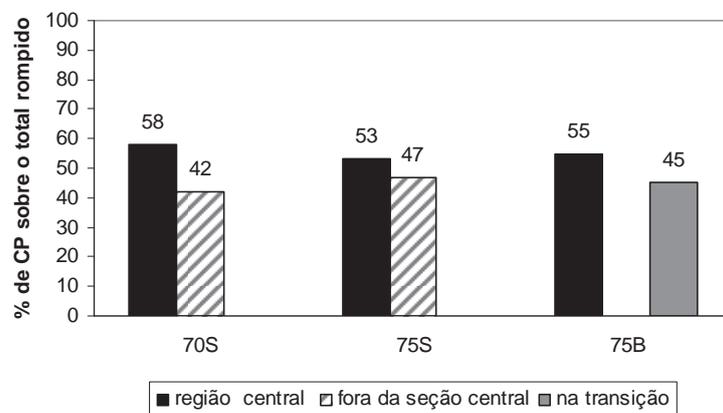
Embora todos os corpos-de-prova tenham sido ensaiados sob um mesmo procedimento, a resposta, quanto ao local de ruptura, foi diferente, tendo ocorrido na região central, na região de transição (adjacente à região central) ou na própria transição entre as duas regiões (Figura 6.48), todas, no entanto, distantes da região de fixação dos capacetes.

Para as geometrias 70S, 75S e 75B romperam-se, respectivamente, 26, 19 e 11 corpos-de-prova. A Figura 6.49 mostra o percentual de corpos-de-prova sob o total rompido, para cada geometria, por local de ruptura. Com exceção da geometria 75B, onde todos os corpos-de-prova ensaiados romperam dentro da região central ou na transição, nas

outras duas geometrias pouco menos da metade rompeu fora da seção central. Do total de corpos-de-prova ensaiados, 64% rompeu na região central ou na transição (emenda) e 36% rompeu fora dessa região central (região entre a região central e a região de fixação dos capacetes).



**Figura 6.48** Local da ruptura durante o ensaio de tração direta: (a) na região central; (b) na transição entre as duas regiões e (c) na região de transição (contígua à região central)



**Figura 6.49** – Porcentagem de corpos-de-prova rompidos na região central e fora dela, para as três geometrias estudadas.

VELASCO (2007) rompeu 18, 12 e 8 corpos-de-prova, respectivamente, das geometrias 70S, 75S e 75B. Para as duas primeiras geometrias, 17% e 40% romperam fora da seção central. Todos os corpos-de-prova da geometria 75B romperam na região central ou na transição, como ocorreu nesta pesquisa e, portanto, essa parece ser a geometria mais

adequada. Do total de corpos-de-prova ensaiados, apenas 21% rompeu fora da seção central (VELASCO, 2007).

A geometria do corpo-de-prova no formato de ‘halteres’ foi idealizada para induzir a ruptura na região central, entretanto podem ocorrer alguns problemas que causam a ruptura fora dessa zona, direcionando-a para os dispositivos de topo e de base. Tais problemas podem ser atribuídos à (1) dificuldade de manter a simetria do eixo do corpo-de-prova com o eixo da prensa, durante a aplicação de carga, causando excentricidade; (2) geração de tensões secundárias nas bases dos corpos-de-prova, causando distribuição de tensões desigual ao longo do corpo-de-prova e (3) heterogeneidade do concreto. Embora seja sabido que as duas primeiras causas possam influenciar no resultado do ensaio, não ficou evidenciado que a ruptura fora da região central correspondesse aos menores valores de resistência. Uma resposta idiossincrática pode ser atribuída ao fato da natureza heterogênea do material perturbar os dois primeiros efeitos, dificultando a análise da contribuição de cada um deles, tornando a avaliação difícil de ser mensurada. Como se dispunha de resultados maiores de tração com ruptura ocorrendo na seção central e fora dela, bem como de resultados menores dentro e fora dessa seção, o local da ruptura não foi o critério para eliminar o resultado de um corpo-de-prova. Em que pese que o ensaio requer alinhamento preciso, é possível realizá-lo com boa repetibilidade e que a geometria utilizada é adequada, como foi constatado no estudo de Velasco (2006) e no presente estudo.

### *6.10 Módulo de elasticidade (na tração)*

A determinação do módulo de elasticidade dos concretos C80 e C60 foi feita pela análise dos mesmos 62 corpos-de-prova rompidos à tração direta, (ver 6.9.1 e 6.9.2), com emprego de transdutores elétricos de deslocamento, o que possibilitou a obtenção da curva tensão-deformação.

O módulo de elasticidade dos concretos (no ensaio de tração direta) foi determinado analisando-se os resultados, aos 28 dias, dos concretos C80 e C60, contendo 0, 1 e 2% de ARR e os resultados em diversas idades, para o concreto de referência C80, mesmo procedimento empregado na tração direta.

### 6.10.1 Resultados, aos 28 dias, para todos os concretos

A Tabela 6.29 e a Tabela 6.30 apresentam os resultados individuais e médios de módulo de elasticidade, deformação de pico e respectivos coeficientes de variação dos concretos classe C80 e C60, com 0%, 1% e 2% de ARR, aos 28 dias de idade.

**Tabela 6.29 – Módulo de elasticidade e deformação de pico (ensaio de tração) dos concretos C80, aos 28 dias.**

Concreto	Geometria do CP <sup>(1)</sup>	Deformação ( $\epsilon_{ct}$ )			Módulo de elasticidade <sup>(2)</sup> ( $E_{ct}$ )		
		$\epsilon_{ct}$	$\epsilon_{ct, m}$	CV	$E_{ct}$ (GPa)	$E_{ct, m}$	CV
C80_0	70 S	178			30,8		
	70 S	147			34,3		
	70 S	148	156	10%	33,2	35,0 GPa	13%
	75 S	163			35,9		
	75 S	135			43,9		
	75 B	167			31,9		
C80_1	70 S	149			30,0		
	70 S	153			30,9		
	70 S	156	143	13%	31,8	33,0 GPa	12%
	75 S	138			34,1		
	75 B	152			30,5		
	75 B	107			40,8		
C80_2	70 S	157			30,0		
	70 S	140			31,6		
	75 S	135	131	15%	34,0	34,7 GPa	12%
	75 S	118			39,4		
	75 B	106			38,6		

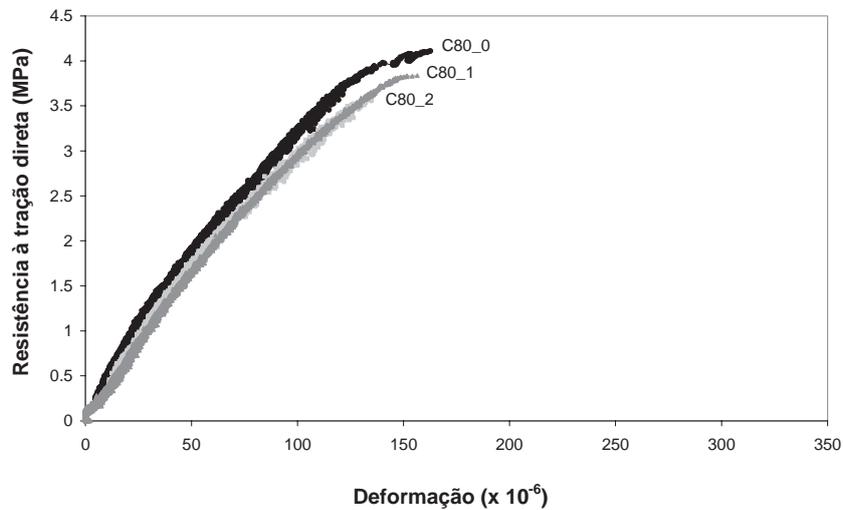
Nota: (1) ver Figura 5.40 e (2) módulo de elasticidade tangente à origem.

**Tabela 6.30 - Módulo de elasticidade e deformação de pico (ensaio de tração) dos concretos C60, aos 28 dias.**

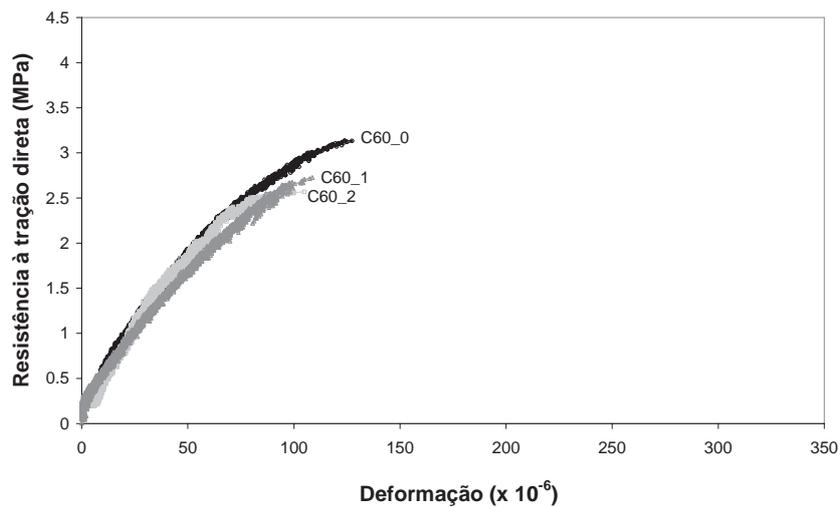
Concreto	Geometria do CP <sup>(1)</sup>	Deformação ( $\epsilon_{ct}$ )			Módulo de elasticidade <sup>(2)</sup> ( $E_{ct}$ )		
		$\epsilon_{ct}$	$\epsilon_{ct, Médio}$	CV	$E_{ct}$ (GPa)	$E_{c, m}$	CV
C60_0	70 S	105			39,2		
	70 S	78			26,4		
	75 S	127	110	21%	37,1	33,8 GPa	14%
	75 S	89			35,7		
	75 B	137			33,9		
	75 B	124			30,5		
C60_1	70 S	108			33,0		
	70 S	106			37,9		
	75 S	98	115	20%	38,8	35,2 GPa	11%
	75 B	149			31,0		
C60_2	70 S	109			32,4		
	70 S	134			28,3		
	70 S	68	101	22%	37,3	33,6 GPa	13%
	75 S	105			38,5		
	75 S	88			36,0		
	75 B	104			28,9		

Nota: (1) ver Figura 5.40 e (2) módulo de elasticidade tangente à origem.

A Figura 6.50 amostra as curvas típicas de tensão-deformação desses concretos, nessa idade.



(a)



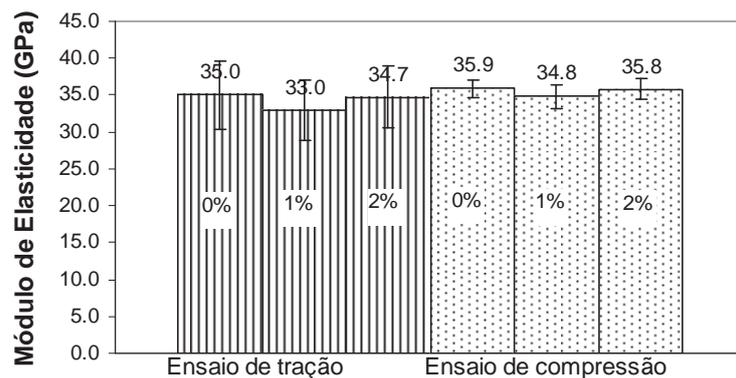
(b)

**Figura 6.50 - Curvas típicas de tensão- deformação na tração direta, aos 28 dias, usando-se transdutores elétricos de resistência: (a) concretos C80;( b) concretos C60.**

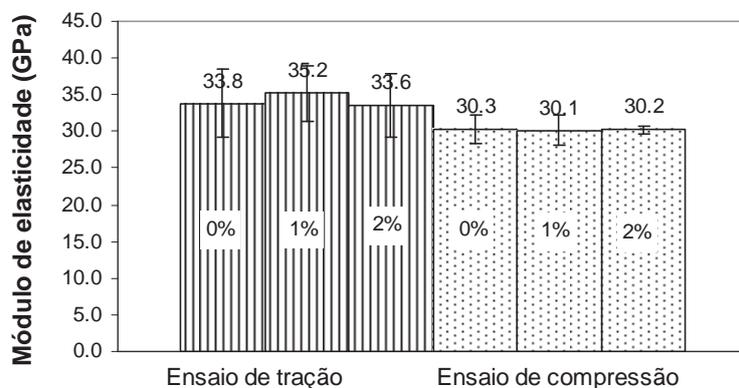
Os módulos de elasticidade dos concretos C80\_0, C80\_1 e C80\_2, aos 28 dias, foram respectivamente iguais a 35,0 GPa, 33,0 GPa e 34,7 GPa e os módulos de elasticidade dos concretos C60\_0, C60\_1 e C60\_2 foram respectivamente 33,8 GPa, 35,2 GPa e 33,6 GPa, na mesma idade. Cada resultado representa a média de 4 a 6 corpos-de-prova, cujo coeficiente de variação dos resultados individuais foi, em média, da ordem de 12%, tanto para os concretos C80 quanto para as misturas C60 (Tabela 6.29 e Tabela 6.30).

Nos concretos C80 e C60, a diferença percentual entre o maior e o menor valor foi de no máximo 6%. Este comportamento também foi observado no módulo de elasticidade no ensaio na compressão, cuja diferença percentual foi de até 3%. Isso indica que a presença do ARR não alterou o módulo de elasticidade dos concretos, nos teores usados nessa pesquisa. Este fenômeno fica particularmente evidente ao se observar a inclinação das curvas tensão-deformação axial dos concretos, no trecho linear elástico (Figura 6.50).

A título de comparação, a Figura 6.51 apresenta os resultados de módulo tangente, obtidos a partir da curva tensão-deformação, no ensaio de tração direta ( $E_{ct,28}$ ) e os determinados pelo ensaio de compressão axial ( $E_{c,28}$ ), para os concretos C80 e C60, todos aos 28 dias de idade. Também está representado o desvio padrão de cada concreto.



(a)



(b)

**Figura 6.51 – Módulos de elasticidade dos concretos, aos 28 dias, determinados pelo ensaio de tração direta e pelo ensaio de compressão: (a) Concretos C80; (b) Concretos C60.**

Para os concretos C80, os resultados de módulo de elasticidade determinados pelos dois ensaios, estão muito próximos (máximo 5%), enquanto nos concretos C60 a diferença foi de até 15%. Como a dispersão dos resultados no ensaio à compressão foi bem menor (coeficiente de variação médio de 5%, contra 13% no ensaio de tração), pois os procedimentos à compressão são menos sensíveis às operações de ensaios, torna o seu resultado mais confiável.

As deformações últimas dos concretos C80 variaram de 131 a 156 x 10<sup>-6</sup> (concretos C80) e de 101 a 115 x 10<sup>-6</sup> (concretos C60). VELASCO (2006) obteve valores de deformação última na tração, no intervalo de 175 a 190 x 10<sup>-6</sup>, para concretos com resistência à tração direta próxima a 5,0 MPa. Van MIER (1997) obteve, para concreto com resistência à tração direta igual a 1,7 MPa, deformação última de cerca de 200 x 10<sup>-6</sup>.

### *6.10.2 Resultados em idades diversas*

Para avaliar a evolução do módulo de elasticidade do concreto (no ensaio de tração direta), em função do tempo, foram realizados ensaios em corpos-de-prova em diversas idades no concreto de referência classe 80. Os resultados individuais, para cada idade ensaiada, os valores médios e os respectivos coeficientes de variação estão na Tabela 6.31.

A Figura 6.52 mostra as curvas típicas de tensão-deformação, determinadas a partir dos dados experimentais, nas idades de 1, 3, 7, 28 e 90 dias, para o concreto C80\_0.

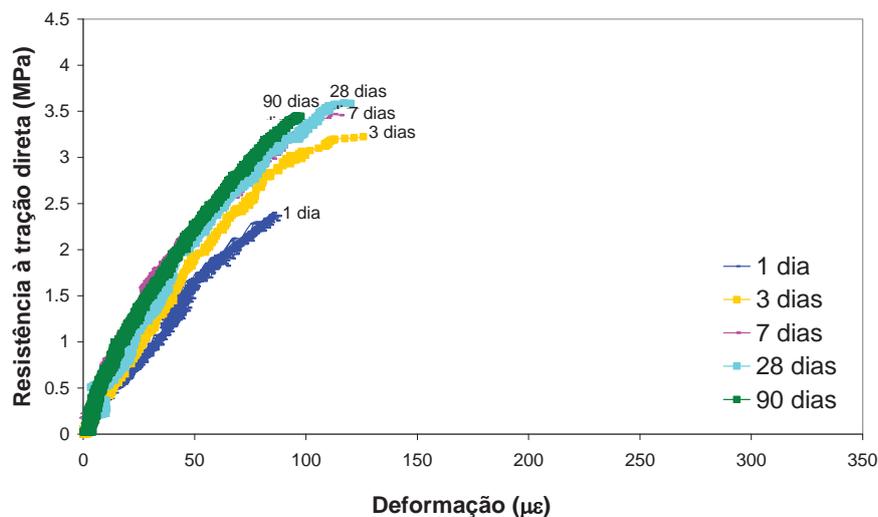
O módulo de elasticidade cresceu com o tempo, variando de 27,8 GPa com 1 dia até 37,3 GPa aos 90 dias de idade (Tabela 6.31 e Figura 6.52).

A Tabela 6.32 apresenta os resultados médios de módulo de elasticidade ( $E_{ct}$ ), a sua evolução em relação à idade de 28 dias ( $E_{ct}/E_{ct,28}$ ) e os resultados médios do módulo de elasticidade, obtidos no ensaio de compressão ( $E_c$ ), e sua evolução em relação à idade de 28 dias ( $E_c/E_{c,28}$ ). Também são apresentados os desvios padrão para cada ensaio, nas diversas idades.

**Tabela 6.31 - Módulo de elasticidade e deformação de pico (ensaio de tração) dos concretos C80\_0, em diversas idades.**

Idade (dias)	Geometria do CP <sup>(1)</sup>	Deformação ( $\epsilon_{ct}$ )			Módulo de elasticidade <sup>(2)</sup> ( $E_{ct}$ )		
		$\epsilon_{ct}$	$\epsilon_{ct, m}$	CV	$E_{ct}$ (GPa)	$E_{ct, m}$	CV
1	70 S	-			-		
	70 S	-			-		
	70 S	129	113	18 %	32,1	27,8 GPa	18 %
	75 S	119			22,5		
	75 B	90			28,8		
3	70 S	-			-		
	70 S	126			30,5		
	70 S	-	115	9 %		29,6 GPa	14 %
	75 S	105			33,3		
	75 S	113			25,0		
	75 B	-			-		
7	70 S	156			28,7		
	70 S	115			29,8		
	75 S	134	129	13 %	33,8	31,3 GPa	14 %
	75 S	128			37,4		
	75 B	113			26,7		
28	70 S	178			30,8		
	70 S	147			34,3		
	70 S	148	156	10 %	33,2	35,0 GPa	13 %
	75 S	163			35,9		
	75 S	135			43,9		
	75 B	167			31,9		
90	70 S	125			37,2		
	70 S	132			37,3		
	75 S	98	117	13 %	37,0	37,3 GPa	1 %
	75 S	111			37,8		
	75 B	-			-		

Nota: (1) ver Figura 5.40 e (2) módulo de elasticidade tangente à origem.



**Figura 6.52 - Curvas típicas de tensão- deformação determinadas a partir dos dados experimentais, nas idades de 1, 3, 7, 28 e 90 dias, para o concreto C80\_0.**

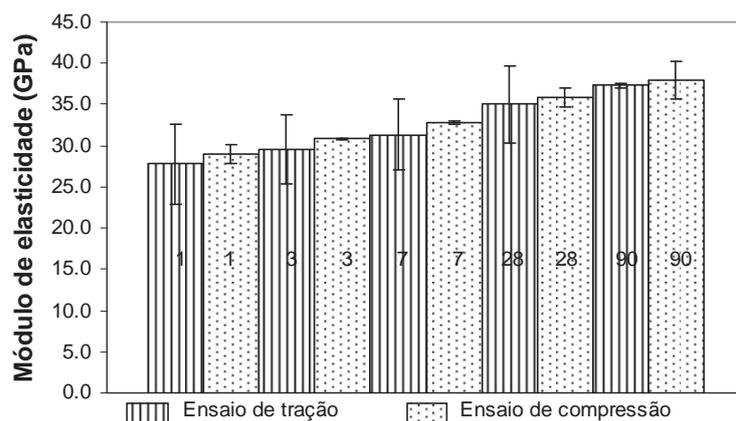
**Tabela 6.32 – Relação  $E_{ct}/E_{ct,28}$  e  $E_c/E_{c,28}$ , para o C80\_0, em diversas idades.**

Idade (dias)	$E_{ct}$ (GPa)	Desvio padrão (GPa)	$E_{ct}/E_{ct,28}$	$E_c$ (GPa)	Desvio padrão (GPa)	$E_c/E_{c,28}$
1	27,8	4,88	0,79	29,0	1,13	0,81
3	29,6	4,22	0,85	30,8	0,14	0,86
7	31,3	4,29	0,90	32,8	0,21	0,91
28	35,0	4,71	1,00	35,9	1,16	1,00
90	37,3	0,34	1,06	37,9	2,21	1,06

Pela Figura 6.52, fica evidenciado que o módulo aumenta com a idade, como esperado. Pela Tabela 6.32 vê-se que a evolução do módulo de elasticidade, em função da idade, foi alto, sendo 79%, 85%, e 90% do resultado de 28 dias no período de 1, 3 e 7 dias, respectivamente, e de 6 % após 28 dias. Esses percentuais de crescimento são semelhantes ao obtido para o módulo de elasticidade no ensaio de compressão, que foram iguais a 80%, 86%, 91% com 1, 3 e 7 dias, respectivamente e 6% de crescimento, após 28 dias. Esses crescimentos são próximos ao da tração direta e são superiores ao obtido na resistência à compressão. Observa-se que os desvios padrão do ensaio de tração são mais elevados do que os calculados no ensaio na compressão. De novo, vale a abordagem, já mencionada, de que o resultado de módulo de elasticidade determinado à tração direta é bem sensível às operações de ensaio.

A Figura 6.53 apresenta os resultados dos módulos tangentes obtidos a partir da curva tensão deformação no ensaio de tração direta ( $E_{ct,28}$ ) e os determinados pelo ensaio de compressão axial ( $E_{c,28}$ ).

Em todas as idades, os resultados de módulo de elasticidade, determinados por um e outro método, estão bem próximos, divergindo no máximo 5%, apesar da ocorrência, de um modo geral, de desvios padrão mais elevados no ensaio de tração direta. Como causas prováveis podem-se citar a dificuldade de se coincidir o alinhamento do corpo-de-prova com o eixo da máquina de ensaio, a concentração de tensões indesejáveis e a natureza heterogênea do concreto, como já mencionado.



**Figura 6.53 – Módulos de elasticidade dos concretos, determinados pelo ensaio de tração direta e pelo ensaio de compressão, nas diversas idades e respectivos desvios padrão.**

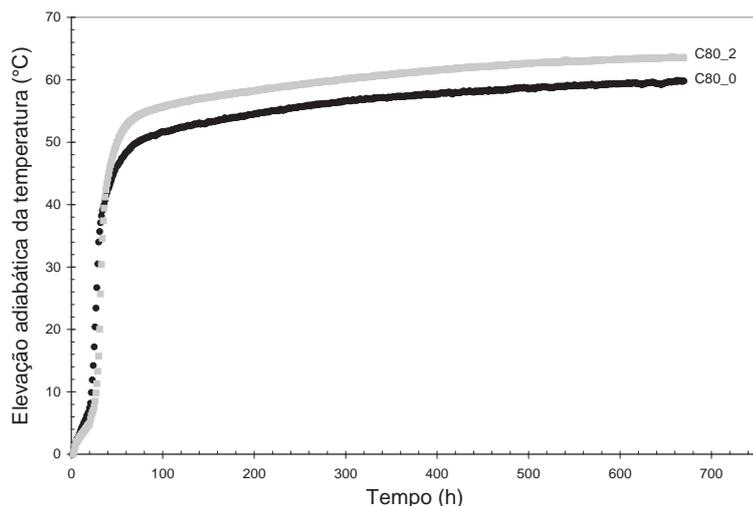
## 6.11 Propriedades térmicas

A determinação das propriedades térmicas foi feita para os concretos C80\_0 e C80\_2, conforme metodologia apresentada em 5.9. As propriedades térmicas investigadas são elevação adiabática da temperatura, calor específico, difusividade térmica e coeficiente de expansão térmica.

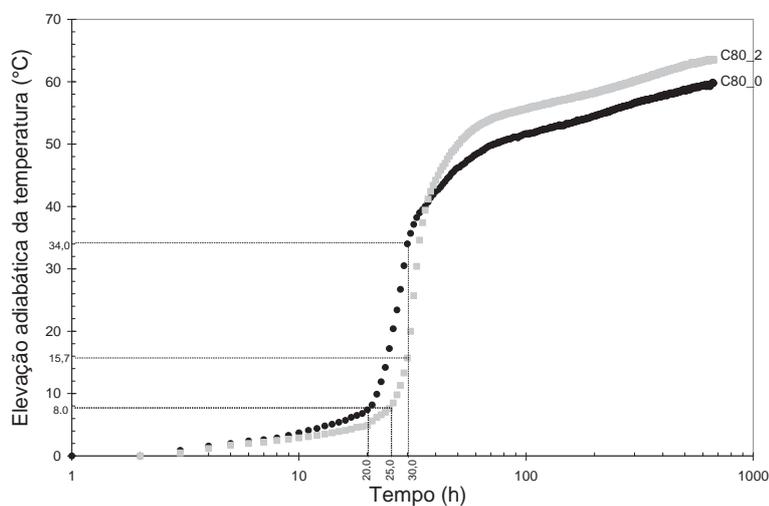
### 6.11.1 Elevação adiabática da temperatura

A Figura 6.54a apresenta a evolução da temperatura dos concretos contendo 2% de ARR (C80\_0) e de referência (C80\_0), decorrente do calor liberado pela reação de hidratação, em condições adiabáticas.

A temperatura inicial do concreto, em ambos os ensaios, foi de 7,4°C. A temperatura inicial dos concretos precisou ser diminuída, colocando-se gelo em escama, por uma questão operacional do calorímetro adiabático, que se desliga automaticamente (para não queimar) quando a temperatura alcança 80°C. Como era esperado uma elevação adiabática da ordem de 60°C ou mais, a temperatura inicial dos concretos não poderia ser a temperatura da sala climatizada ( $21 \pm 2^\circ\text{C}$ ). O ajuste inicial de temperatura, da água do banho do calorímetro com a temperatura do corpo-de-prova, foi feito acionando-se o sistema de refrigeração do calorímetro até o equilíbrio das temperaturas.



(a)



(b)

**Figura 6.54 – Elevação adiabática da temperatura: (a) escala normal e (b) escala logarítmica.**

A elevação de temperatura adiabática no concreto com 2% de ARR e referência foi igual à 63,4 °C e 59,8 °C, respectivamente, após 672 horas de ensaio adiabático, considerado o tempo final do ensaio. Nessa idade o calorímetro adiabático foi desligado.

A mistura com ARR apresentou uma elevação adiabática de temperatura ligeiramente maior (3,6 °C a mais, em relação à elevação adiabática do concreto C80\_0), representando uma diferença de 6% (Figura 6.54a). Por outro lado, observando a elevação de temperatura adiabática numa escala logarítmica do tempo (Figura 6.54b), vê-se que o despreendimento de calor da mistura contendo o aditivo foi menor, até praticamente as primeiras 40 horas de ensaio. Para exemplificação, o concreto de

referência desprende 8°C de calor em 20 h, enquanto a mistura com aditivo redutor levou 26 horas para atingir essa temperatura, ou seja, houve um retardamento de 5 horas. Com 30 horas de ensaio, a mistura com ARR apresentou uma temperatura de 15,7 °C, enquanto o concreto de referência já alcançou 34,0 °C.

A cinética da reação de hidratação dos concretos é dada pelo grau de hidratação no tempo  $t$  ( $\xi(t)$ ), que é igual ao quociente da quantidade de calor exalado no tempo  $t$  [ $Q(t)$ ] pela quantidade de calor exalado no tempo  $t = \infty$  (Eq. 2.3). Como a função  $Q(t)$  é igual a uma constante vezes a temperatura adiabática [ $Q(t) = c \cdot T_{ad}(t)$ ], o grau de hidratação é dado pela Eq. 6.4, podendo-se traçar o gráfico grau de hidratação *versus* tempo (Figura 6.55).

$$\xi(t) = \frac{\text{temperatura adiabática no tempo } t}{\text{temperatura adiabática no tempo } t = \infty} = \frac{T_{ad}(t)}{T_{ad}(t = \infty)}, \xi \in [0,1] \quad \text{Eq. 6.4}$$

Pela Figura 6.55 observa-se que o comportamento das duas curvas foi muito próximo, apenas com um retardamento nas reações de hidratação no concreto com ARR. Com 30 horas de ensaio, a mistura com ARR apresentou 31% da hidratação total enquanto o concreto de referência já alcançou praticamente o dobro, representando 57% da sua hidratação máxima. Para um mesmo grau de hidratação, de aproximadamente 0,3, o concreto de referência alcançou com 25 horas, desde o início do ensaio, e a mistura com ARR só atingiu com 30 h, isto é, houve um retardamento de 5 horas. Esse comportamento está de acordo com os resultados obtidos nos ensaios para determinação do patamar de percolação, tanto usando o método do ultra-som como o da curva calorimétrica (ver 6.3). Em ambos os ensaios, para determinação do patamar de percolação, houve um retardamento nas misturas contendo ARR em relação à de referência. Aproximadamente com 70% de hidratação, as duas curvas se interceptam e a partir desse ponto, os concretos exibem resultados muito próximos.

O ARR, retardando a hidratação, foi benéfico, pois adia o aparecimento de tensões mais elevadas de tração, justamente quando o material está mais suscetível à fissuração, sem prejuízo expressivo na liberação final de calor.

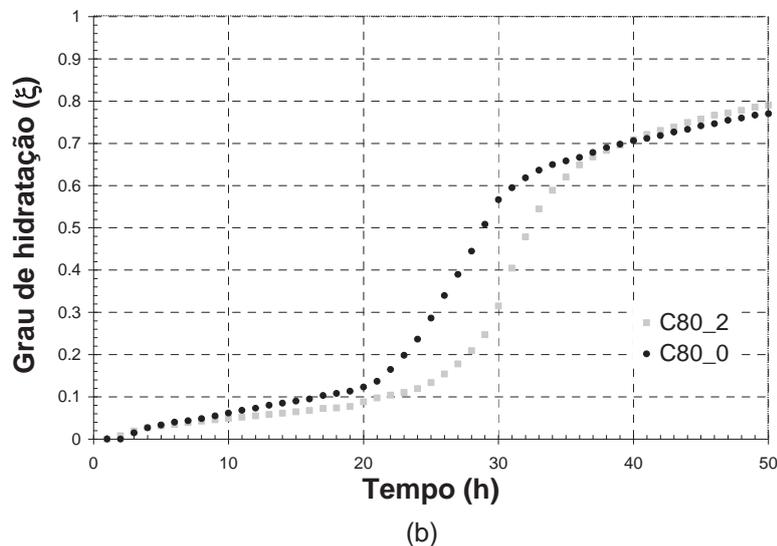
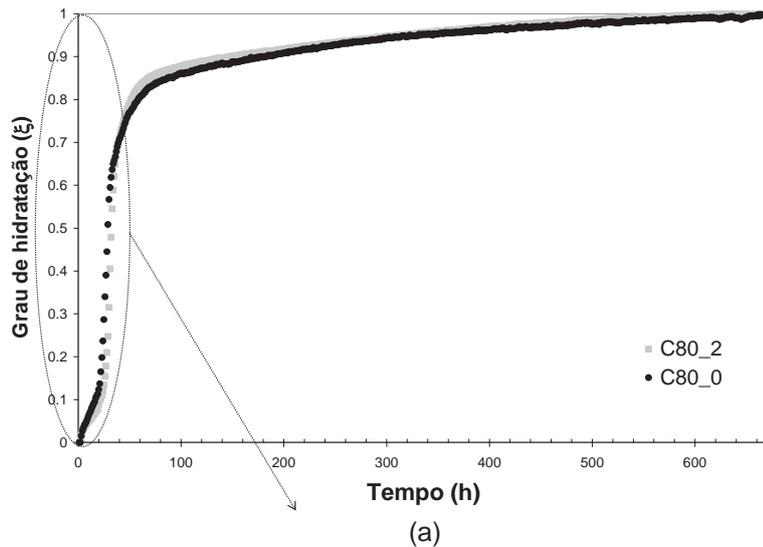


Figura 6.55 – Grau de hidratação: (a) tempo final de hidratação, considerado com 672 h de ensaio e (b) primeiras 50 horas.

### 6.11.2 Calor específico

A determinação do calor específico foi realizada na idade de 28 dias. Segundo as experiências do Bureau of Reclamation *apud* PACELLI *et al.* (1997), a idade não interfere no resultado dessa propriedade.

A Figura 6.56 apresenta os resultados de calor específicos dos concretos de referência e com 2% de ARR, no intervalo de temperatura ensaiado, para a condição saturado com superfície seca (resultados experimentais) e para 20% da saturação (Eq. 5.18), condição para a maioria das aplicações práticas, segundo trabalhos de WHITING, LITVIN e GOODWIN (*apud* PACELLI *et al.*, 1997). Cada ponto no gráfico representa a média de

dois corpos-de-prova. A absorção para condição SSS foi determinada após a saturação do concreto por um período de 48 horas, seguida de secagem em estufa, até constância de massa, cujo valor médio foi de 2,51% e 2,74%, respectivamente, para C80\_0 e C80\_2.

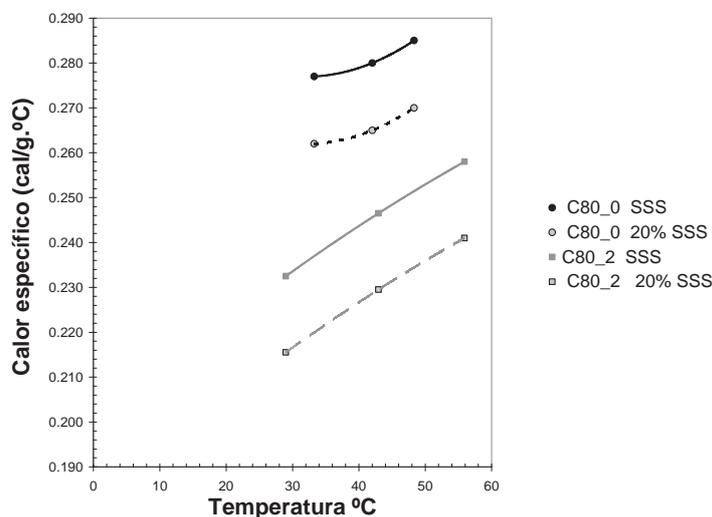


Figura 6.56 – Calor específico dos concretos.

A magnitude dos resultados de calor específico, determinados experimentalmente nesta pesquisa, se situou entre 0,2 a 0,3 cal/(g.°C), intervalo normal de variação, segundo PACELLI *et al.*, 1997. De posse do calor específico em temperaturas diferentes, estabeleceu-se a equação polinomial ( $R^2 = 1$ ) do calor específico, em função da temperatura, para cada concreto (Tabela 6.33).

Tabela 6.33 – Equação do calor específico dos concretos em função da temperatura.

Concreto	Condição	Equação	$R^2$
C80_0	SSS	$y = 3E - 05x^2 - 0,0019x + 0,3075$	1
	20% SSS	$y = 3E - 05x^2 - 0,0019x + 0,2925$	1
C80_2	SSS	$y = -4E - 06x^2 + 0,0013x + 0,1981$	1
	20% SSS	$y = -4E - 06x^2 + 0,0013x + 0,1811$	1

O calor específico aumentou com a elevação da temperatura, como esperado, e apresentou resultados 6% maiores para a condição SSS, em relação à condição com 20% de saturação, devido ao acréscimo de umidade. Esse comportamento foi

observado, tanto para o concreto de referência (C80\_0), como para a mistura com ARR (C80\_2).

Com relação à influência do ARR no calor específico do concreto, os resultados mostraram que a presença do aditivo redutor apresentou magnitude 13% menor, nas duas condições estudadas (SSS e 20% SSS). O ARR modificou ligeiramente a capacidade de armazenar calor, ou seja, no concreto com ARR, a quantidade de calor que deve ser cedida à unidade de massa do concreto, para elevar sua temperatura de um grau, é 13% menor. Segundo PACELLI *et al.* (1997), o calor específico do concreto diminui com o aumento da elevação adiabática da temperatura. Tal comportamento foi observado nessa pesquisa, porém, a diferença não foi tão expressiva, pois ambos os concretos apresentaram mesmos volume, tipo e dimensão máxima do agregado, fatores que influenciam a calor específico do concreto.

### 6.11.3 Difusividade térmica

A Figura 6.57 apresenta os resultados de difusividade dos concretos de referência e com 2% de ARR, para as temperaturas estudadas (20 °C e 40 °C).

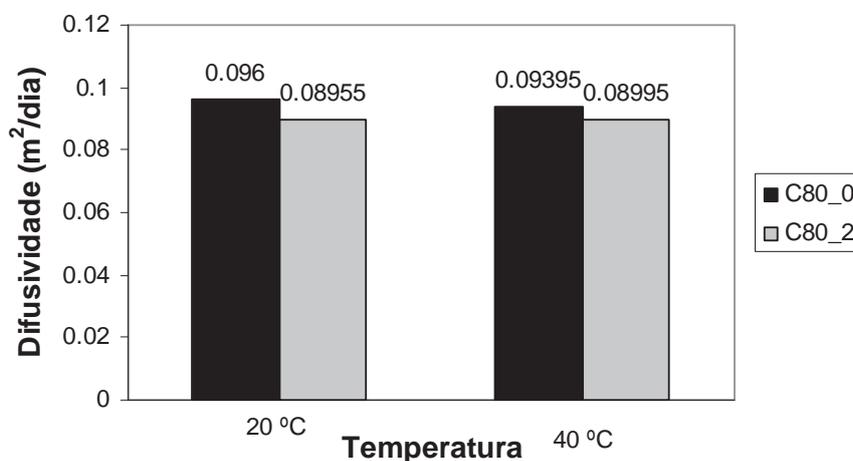


Figura 6.57 – Difusividade térmica dos concretos.

Os resultados de difusividade térmica dos concretos com ARR, em relação ao de referência, foram ligeiramente menores (8% e 4%), respectivamente para as temperaturas de 20 °C e 40 °C. Como os resultados são próximos, concluiu-se que o ARR praticamente não modificou a velocidade com que o concreto pode trocar calor.

Isso era esperado, pois não se variou o tipo litológico do agregado, nem sua dimensão máxima e nem a relação a/c, fatores que alteram o resultado dessa propriedade.

#### ***6.11.4 Coeficiente de dilatação térmica***

O resultado médio determinado experimentalmente para o coeficiente de dilatação térmica do concreto C80\_2, utilizando extensômetro elétrico tipo Carlson, embutido nos corpos-de-prova, foi de  $14,3 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  e de  $12,4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , para o concreto de referência. A magnitude dos resultados de coeficiente de expansão térmica determinados experimentalmente com granito se situa entre  $9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  a  $14,5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , segundo PACELLI *et al.*, 1997. Segundo a NBR 6118 (2000), o coeficiente de dilatação térmica para as variações normais de temperatura é suposto igual a  $10 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ . Este foi o valor do coeficiente de expansão térmica usado nesta pesquisa, para descontar a deformação de origem térmica, pois não se dispunha ainda dos resultados determinados experimentalmente nesta pesquisa.

#### ***6.12 Comparação entre os resultados experimentais e os teóricos calculados pelo programa computacional Betonlab***

A Tabela 6.34 e a Tabela 6.35 apresentam os resultados experimentais e teóricos, calculados pelo programa computacional *Betonlab Pro2*® (SEDRAN e DE LARRARD, 2000), para os concretos de referência C80 e C60, respectivamente. Os resultados experimentais dessas tabelas são *valores médios* de diversas misturas produzidas nesta pesquisa. Os resultados teóricos são dados de saída do programa computacional *Betonlab Pro2*®, calculados segundo o Modelo de Empacotamento compressível de De LARRARD (1999), após alimentar o programa com os dados das propriedades dos constituintes e fornecer os traços dos concretos C80 e C60 usados nesta pesquisa (apêndice A).

Os resultados apresentados na Tabela 6.34 e na Tabela 6.35, para comparação, são referentes a algumas propriedades investigadas nesta pesquisa: abatimento inicial do concreto, teor de ar, resistência à compressão (7 e 28 dias), módulo de elasticidade, tensão de escoamento e viscosidade plástica.

**Tabela 6.34 - Resultados experimentais médios desta pesquisa e resultados teóricos, calculados pelo programa computacional *Betonlab Pro2* (SEDRAN e De LARRARD, 2000), a partir do Modelo de Empacotamento compressível de De LARRARD (1999), para o concreto de referência C80\_0.**

Método	Abatimento (cm)	Teor de ar (%)	fc,7 (MPa)	fc,28 (MPa)	E (GPa)	$\tau_0$ (Pa)	$\mu$ (Pa.s)
Experimental	21,0	1,5	74,6	89,3	35,9	400	269
<i>Betonlab Pro2</i> ®	23,1	1,1	76,3	86,8	45,8	698	412

**Tabela 6.35 Resultados experimentais médios desta pesquisa e resultados teóricos, calculados pelo programa computacional *Betonlab Pro2* (SEDRAN e De LARRARD, 2000), a partir do Modelo de Empacotamento compressível de De LARRARD (1999), para o concreto de referência C60\_0.**

Método	Abatimento (cm)	Teor de ar (%)	fc,7 (MPa)	fc,28 (MPa)	E (GPa)	$\tau_0$ (Pa)	$\mu$ (Pa.s)
Experimental	21,5	1,7	59,4	67,3	30,3	642	168
<i>Betonlab Pro2</i> ®	22,6	1,2	58,3	70,7	44,5	725	282

Os resultados teóricos apresentam uma correlação muito boa com os resultados experimentais, para o abatimento e a resistência à compressão, mas superestimam os resultados de módulo de elasticidade, tensão de escoamento e viscosidade plástica. Os resultados dos abatimentos estão bem próximos, ainda mais considerando a imprecisão do método do cone de Abrams, para concretos com abatimentos elevados. Quanto ao teor de ar, embora o resultado teórico difira do experimental em cerca de 40%, é um valor representativo porque os concretos, sem adição de aditivo incorporador de ar e sem dosagem excessiva de redutor de água, apresentam conteúdo de ar na faixa de 1 a 2 %, sem que isso acarrete mudança significativa nas propriedades mecânicas. Com relação aos resultados de resistência à compressão (aos 7 e 28 dias), a semelhança entre os resultados é surpreendente (a diferença máxima foi de 5%), especialmente se tratando de comparação com valores experimentais, que são afetados por diversos fatores. A correlação com o módulo de elasticidade não foi boa. Os resultados teóricos superestimaram os valores experimentais na ordem de 30% e 50 %, nos concretos C80 e C60, respectivamente.

Com relação à tensão de escoamento e à viscosidade plástica calculada pelo *Betonlab*, o programa computacional prevê corretamente o *comportamento* reológico dos concretos,

com relação a qual apresenta maior e menor tensão de escoamento e viscosidade plástica. De fato, na mistura C60 ( $\tau_0 = 725$  Pa), com menor teor de matriz que C80 ( $\tau_0 = 698$  Pa), predominam os contatos entre os agregados e aumenta a fluidez e, com isso, eleva a tensão de escoamento, ao mesmo tempo em que C80 ( $\mu = 412$  Pa.s) apresenta viscosidade maior que C60 ( $\mu = 282$  Pa.s), por apresentar maior concentração de partículas finas, que asseguram maior coesão e, conseqüentemente, maior viscosidade. Porém, a magnitude desses resultados é superestimada, quando comparada com os resultados experimentais.

## Resumo do capítulo 6

**Reologia** – O concreto fresco se ajustou bem ao modelo de Herschel-Bulckley, sendo a equação de estado reológico de Bingham um caso particular desse modelo. Nos concretos C80, o comportamento da função torque *versus* velocidade de rotação foi tal que metade das séries dos concretos se ajustou melhor ao modelo de Bingham e a outra metade ao modelo de Herschel-Bulckley. Em virtude disso, as séries foram ajustadas por um método e outro, sendo os resultados analisados separadamente, para cada modelo. Os resultados mostram o mesmo comportamento para os dois modelos, com diferença na magnitude dos resultados, por se tratar de equações de estado reológico distintas. A adição de 1% de ARR foi pouco expressiva nos resultados reológicos. Em ambos os modelos, a adição de 2% de ARR melhorou a reologia inicial dos concretos, determinada logo após o término da mistura ( $t=10$ min da adição de água ao cimento). Os concretos com 2% de ARR apresentaram  $\tau_0$  e  $\tau_y$  e  $\mu$  e  $\mu_{eq}$ , 30% menores do que os respectivos resultados obtidos nos concretos de referência. Os concretos com relação líquido/material cimentante maior -  $(a+ARR)/(c+sa)$  - apresentaram tensão de escoamento e viscosidade plástica menores. Nos concretos C60, todas as séries se ajustaram melhor ao modelo de Bingham, razão pela qual foi utilizado apenas esse modelo. O comportamento da função torque *versus* velocidade de rotação foi semelhante ao obtido em C80. Foi observada uma redução de 20% em  $\tau_0$  e de 30% em  $\mu$ , nos concretos com 2% de ARR, em relação ao de referência. Como a dosagem de superplastificante foi a mesma nos concretos de referência e com ARR,  $\tau_0$  e  $\tau_y$  diminuíram porque o ARR melhorou a dispersão de partículas floculadas de cimento, ao mesmo tempo em que reduziu o atrito interno do concreto, favorecendo a movimentação espacial dos grãos maiores. Com  $\tau_0$  e  $\tau_y$  menores, a colocação, o espalhamento e o adensamento ficaram facilitados nos concretos com ARR. A melhora na viscosidade pode ser atribuída ao aumento de água livre para atuar como lubrificante da movimentação de partículas. Devido à redução na viscosidade plástica ( $\mu$  e  $\mu_{eq}$ ), logo após o término da mistura, os concretos com ARR podem ser bombeados para o interior da tubulação com gasto de energia menor. Decorridos 50 minutos da adição da água, ao contrário da viscosidade plástica, que praticamente não sofreu alteração com a presença de ARR, como observado também por HU e De LARRARD (1996), o  $\tau_0$  foi fortemente afetado, especialmente na dosagem de 2%. A tensão de escoamento subiu em decorrência do avanço das reações de hidratação, que causam enrijecimento. Os coeficientes de variação dos resultados individuais de tensão de escoamento e de viscosidade plástica foram bastante elevados (Tabela 6.6). Porém, essa variabilidade não significou exatamente que os resultados individuais variaram enormemente, mas que o equipamento BTRHEOM é bastante sensível e que talvez seja

mais apropriado se avaliar a variação dos resultados reológicos, estabelecendo-se intervalos de trabalho utilizáveis, ao invés de interpretar os resultados pelo coeficiente de variação. Entretanto, para os concretos C80, os resultados de torque *versus* velocidade de rotação, mostraram uma aproximação excelente, quando ajustados pelo modelo de Bingham e pelo de Herschel-Bulkley, apresentando coeficientes de determinação de 0,95 e de 0,91 para concretos C60. Os concretos C80, em relação aos C60, com maior quantidade de matriz, exibiram maior coesão e, por consequência, maior viscosidade, o que requerem uma maior energia para serem bombeados. Por outro lado, por apresentarem maior lubrificação entre os grãos do agregado e mais espaço disponível para movimentação entre eles, o contato entre os grãos foi diminuído, reduzindo a fluidez que, por sua vez, está relacionada à tensão de escoamento. Com isso, requer energia de vibração menor, em relação aos concretos C60. Os abatimentos iniciais dos concretos aumentaram ligeiramente com o incremento do teor de ARR, enquanto que, as viscosidades plásticas iniciais e as tensões de escoamento iniciais diminuíram substancialmente. Os abatimentos iniciais dos concretos C80 foram, em média, iguais a 200 mm, 210 mm e 220 mm, respectivamente, para os teores de 0, 1 e 2 % de ARR, enquanto nos C60 foram de 210 mm, 220 mm e 230 mm, para os mesmo teores de ARR, respectivamente. Diante disso, a determinação da tensão de escoamento e da viscosidade plástica constitui uma maneira mais precisa para avaliar o comportamento de um concreto no tocante à colocação, espalhamento, vibração e bombeamento do que a determinação de um só parâmetro: o abatimento.

**O conteúdo de ar dos concretos** com e sem ARR se situou entre 1,5% a 2,5% e não afetou expressivamente as resistências mecânicas.

**Patamar de percolação** – O resultado experimental, determinado pelo método da velocidade de pulso ultra-sônico, balizou o tempo de início da determinação da retração autógena nos prismas, ou seja, a transição de suspensão para sólido poroso, referenciando o tempo no qual o concreto desenvolveu uma estrutura rígida o suficiente para permitir transferência de tensões de tração. Os concretos contendo 2% de ARR apresentaram um retardamento de cerca de 45 minutos, em relação aos concretos de referência, nas duas classes de resistência. O efeito do ARR na redução da tensão superficial da água parece ter diminuído as forças de atração interpartículas da fase floculada e retardado a formação do primeiro caminho contínuo.

**Retração autógena** - A deformação de origem térmica máxima ocorreu para os concretos de referência, sendo de  $4 \times 10^{-6}$  no C80\_0, devido ao gradiente térmico de 4 °C. A magnitude não foi expressiva, pois a massa do prisma é pequena, e pelas condições isotérmicas, mas ainda assim foi descontada da retração determinada no corpo-de-prova selado. Notou-se uma mudança expressiva na cinética das curvas de retração autógena com a idade, girando-as no sentido anti-horário, com a adição do ARR. Nos concretos C80 houve uma diminuição na retração autógena com 1% de ARR, porém foi na mistura com 2% de ARR que o resultado foi mais promissor. Nos concretos C60, o comportamento dos concretos com 1 e 2% de ARR foi muito próximo. A maior estabilidade dimensional, sob condições seladas, na presença do aditivo ARR, se deveu à sua ação de diminuir a tensão superficial nos capilares, reduzindo as tensões de tração. Considerando o teor de 2% de ARR, em relação ao concreto de referência, vê-se que a porcentagem de redução na retração autógena diminuiu à medida que a hidratação avançou, pois as moléculas do redutor de tensão superficial são absorvidas pelos produtos de hidratação (BENTZ e JENSEN, 2004). Na média, a redução da retração autógena com 2% de ARR foi de cerca de 50% com 1 e 3 dias de idade, da ordem de 40% aos 7 e 28 dias e cerca de 35%, aos 90 e 30% aos 120 dias. A eficácia de redução da tensão superficial da água nos poros diminuiu seu efeito com o tempo, porém foi maior, justamente nas primeiras idades, quando o concreto apresentou menor resistência aos esforços de tração. Há uma dificuldade na comparação de resultados obtidos entre os pesquisadores, devido ao uso de diferentes técnicas de medição e também devido a variações de tempo para se iniciar a determinação. A retração autógena dos concretos C60 e C80, com 1 dia de idade, representou cerca de 30% da retração aos 28 dias. A adição de 2% de ARR foi relativamente cara, representando cerca de 95 a 115 Reais/m<sup>3</sup> (concreto C80) e cerca de 75 a 95 Reais/m<sup>3</sup> (concreto C60), ressalva feita a estimativas de custo de produtos que

ainda não possuem produção em escala. Entretanto, a utilização deste aditivo pode viabilizar o emprego de concretos de alto desempenho, evitando a fissuração decorrente da retração autógena. Uma análise termo-químico-mecânica acoplada (SILVOSO, 2003) permitiria prever, com precisão, o comportamento de estruturas cujos elementos estão sujeitos aos efeitos combinados de retração autógena e retração térmica. A variação de massa de água, em relação à massa total, foi de, no máximo, 0,5%, em todos os concretos, até 60 dias. Nesse período pode-se dizer que foi mantida uma boa selagem dos corpos-de-prova, de modo que a retração por secagem foi desprezível. Sugere-se que a leitura horizontal seja feita por um período de pelo menos 28 dias e, somente depois dessa data, se proceda às leituras verticais no aparelho comparador, pois a determinação horizontal é mais precisa que a vertical.

**Umidade relativa** - para  $UR > 78\%$ , a autodessecação foi devida, essencialmente, à água capilar e, por conseqüência, o mecanismo da depressão capilar foi predominante. Dentro do domínio com baixa água capilar, não se pode mais considerar que a variação de depressão capilar seja a origem essencial das deformações medidas. Nessas condições, um outro mecanismo de retração por secagem deve ser o preponderante. Os ensaios com sensores capacitivos mostraram que, à medida que a hidratação avança, a magnitude da retração autógena se elevou e a umidade relativa dentro do concreto diminuiu, ou seja, a autodessecação aumentou.

**Retração por secagem** - O comportamento da retração por secagem, na presença do ARR, foi muito parecido ao determinado para a retração autógena; nos concretos C80 houve aumento da porcentagem de redução da retração, com o aumento do teor de ARR e, nos concretos C60, as porcentagens de redução foram muito próximas para 1% e 2% de ARR. Este fato mostrou que o mecanismo de saída de água, quer para o ambiente quer para formar os produtos de hidratação, são semelhantes, como sugerido na revisão bibliográfica. A adição de 2% de ARR provocou uma redução média de 30-40%, com 1 e 3 dias, de 30%, aos 7 e 28 dias, da ordem de 20%, aos 90 dias e de 15%, aos 120 dias. A cura hidráulica foi eficaz no combate a retração autógena, no período de 28 dias iniciais de cura submersa em água saturada com cal. A retração total (autógena + secagem) do concreto C80 foi apenas 10% superior à do concreto C60. Entretanto, a retração autógena do C80 foi cerca de 50% maior que a da mistura C60, enquanto sua retração por secagem é 20% menor. Em cada classe de resistência, o ganho de massa foi próximo nos três concretos. Porém os concretos com ARR apresentaram perda de massa de água, substancialmente maior, por possuírem tensão superficial menor, o que está de acordo ALBERTY e DANIELS (1980).

**Resistência à compressão** – Aos 28 dias de idade, os concretos C80 apresentaram resistência à compressão média de 89,3, 90,7 e 84,5 MPa, enquanto os concretos C60 valores iguais à 67,3, 69,1 e 65,2, respectivamente, para os concretos contendo 0, 1 e 2% de ARR, com coeficiente de variação máximo de 5%. Os resultados de resistência à compressão dos concretos contendo 1% de ARR foram muito próximos aos valores dos respectivos concretos de referência, sendo em média, 3% superiores. Os concretos contendo 2% de ARR apresentaram, em média, redução de 5% em relação aos concretos de referência. De uma maneira geral, os pesquisadores mencionam uma redução na resistência à compressão da ordem de 5 a 15%, com adição de 1 a 2,5% de ARR. Por outro lado, o abatimento dos concretos contendo 2% de ARR foi ligeiramente maior, fato também comprovado com menor tensão de escoamento. Essa pequena perda de resistência pode ser compensada, reduzindo-se ligeiramente a água da mistura do concreto com 2% de ARR.

**Módulo de elasticidade pelo ensaio de compressão** - Os resultados médios de módulo de elasticidade dos concretos C80, aos 28 dias, foram muito próximos, sendo iguais à 35,9 GPa, 34,8 GPa e 35,8 GPa, respectivamente, para 0, 1 e 2% de ARR. Na mesma idade, comportamento semelhante foi observado para os concretos C60, cujos resultados médios foram iguais à 30,3 GPa, 30,1 GPa e 30,2 GPa, respectivamente, para 0, 1 e 2% de ARR. O resultado de cada concreto é a média de 3 a 6 corpos-de-prova. A diferença percentual entre o maior e o menor valor, numa mesma classe de resistência, foi de, no máximo, 3%, com coeficiente de variação de 2 a 7%. Isso indica que a presença do

ARR não alterou o módulo de elasticidade dos concretos, nos teores usados nesta pesquisa.

**Resistência à tração direta** - Os concretos C80 (0, 1 e 2%) apresentaram resistência média à tração direta, aos 28 dias de idade, respectivamente, igual a 3,9 MPa, 3,7 MPa e 3,5 MPa (CV médio de 5%) e os concretos C60 resistência média à tração igual à 2,8 MPa, 2,6 MPa e 2,5 MPa, respectivamente, para os teores do 0, 1 e 2% de ARR (CV médio de 14%). Houve uma redução média da ordem de 6% ao se adicionar 1% de ARR ao concreto e de 10% dobrando a dosagem do ARR. Portanto, a capacidade resistente do material diminuiu até 10%, muito próximo aos 8%, que ocorreu na resistência à compressão. A relação entre  $f_{ct}/f_c$  situou-se no intervalo de 5,6-4,2%, para a idade de 1 a 90 dias. A equação proposta pela NBR 6118 (2003) superestimou os resultados de  $f_{ct}$  dos concretos C80 em torno de 50% e dos concretos C60 em cerca de 80%. Extrapolando o uso da equação dos concretos C80, proposta nesta pesquisa, para estimar  $f_{ct}$  dos concretos C60, os resultados foram majorados da ordem de 10%, o que ainda é uma aproximação razoável, na ausência de resultados experimentais. A relação entre as resistências à tração por compressão diametral e à tração direta ( $f_{ct, sp}/f_{ct}$ ), obtida neste estudo, foi da ordem de 2, enquanto a expressão da norma brasileira subestima ao prever um acréscimo de apenas 11%.

**Módulo de elasticidade na tração** - Os módulos de elasticidade dos concretos C80\_0, C80\_1 e C80\_2, aos 28 dias, foram respectivamente iguais a 35,0 GPa, 33,0 GPa e 34,7 GPa e os módulos de elasticidade dos concretos C60\_0, C60\_1 e C60\_2 foram respectivamente 33,8 GPa, 35,2 GPa e 33,6 GPa, na mesma idade, com coeficiente de variação médio de 13%, para ambas as classes de resistência. Numa mesma classe de resistência, a diferença percentual entre o maior e o menor valor foi de no máximo 6%. Este comportamento também foi observado no módulo de elasticidade, pelo ensaio na compressão. Portanto, a presença do ARR não alterou o módulo de elasticidade dos concretos, nos teores usados nessa pesquisa.

**Propriedades térmicas** - As propriedades térmicas foram ligeiramente afetadas com a presença do ARR. A elevação adiabática de temperatura foi 6% superior, em relação à mistura de referência. Por outro lado, o desprendimento de calor da mistura contendo ARR foi menor, até praticamente as primeiras 40 horas de ensaio. A curva do grau de hidratação, em função do tempo, mostrou que o comportamento das duas funções foi muito próximo, porém ocorrendo um retardamento nas reações de hidratação no concreto com ARR. O calor específico e a difusividade térmica também foram ligeiramente menores, pois os concretos apresentam os mesmos tipo litológico, volume e dimensão máxima do agregado graúdo, fatores que influenciam essas propriedades. Os coeficientes de expansão térmica dos concretos, com e sem ARR, foram próximos e, respectivamente, iguais à  $14,3 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  e de  $12,4 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ , cuja magnitude se situa dentro do intervalo apresentado por PACELLI *et al.* (1997) para rocha granítica ( $9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$  a  $14,5 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ ).

**Resultados experimentais e teóricos**, estimados a partir do programa computacional Betonlab pro2® - A correlação entre os dois resultados foi muito boa para resistência à compressão, teor de ar e abatimento, porém superestimou os resultados reológicos e o módulo de elasticidade.

“Ando devagar porque já tive pressa  
Levo esse sorriso porque já chorei demais  
Hoje me sinto mais forte, mais feliz quem sabe  
Só levo a certeza de que muito pouco eu sei,  
eu nada sei...

...  
É preciso amor pra poder pulsar  
É preciso paz pra poder sorrir  
É preciso a chuva para florir

...  
cada um de nós compõe a sua história  
cada ser em si carrega o dom de ser capaz  
de ser feliz”

(*Tocando em frente*)  
Almir Sater e Renato Teixeira

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 7.1 *Sinopse e conclusão*

Neste trabalho propôs-se, inicialmente, uma classificação para as variações volumétricas que podem ocorrer nos sistemas cimentícios, usando conceitos da termodinâmica para definir as deformações autógenas e não autógenas, precisando os fenômenos numa escala de tempo, quanto ao estado do material (suspensão ou sólido) e de tamanho (super-macro, macro, micro, sub-micro e nano), a partir de uma divisão multiescala da hidratação. Buscou-se contribuir para formulação de um consenso, entre os pesquisadores, no sentido de padronizar a terminologia e a classificação das deformações.

Motivou esta pesquisa o fato dos concretos de alto desempenho apresentarem retração autógena elevada, poderem ser suscetíveis de fissurar, nas primeiras idades, e inviabilizar o seu uso como material estrutural, em diversas aplicações. Estudou-se o comportamento de concretos de alto desempenho na presença de um novo produto - o aditivo redutor de retração, base glicol (ARR) - para combater a retração autógena. Utilizou-se um método mais preciso (velocidade de pulso ultra-sônico), para estabelecer a idade na qual o concreto passa a ter comportamento de sólido e começa a desenvolver tensões de tração, para balizar o início da determinação experimental da retração

autógena. Investigou-se o efeito do ARR nas propriedades reológicas, mecânicas, elásticas e térmicas.

Os resultados experimentais mostraram que os concretos de alto desempenho apresentam elevada retração autógena e que o comportamento é tal que, quanto maior a classe de resistência, maior a retração e maior a rigidez.

Os concretos contendo 2% de ARR, em relação aos respectivos concretos de referência, apresentaram redução expressiva na retração autógena livre (50% com 1 e 3 dias) e na retração por secagem (20-30% após 28 dias de cura ao ar), provocando uma diminuição do risco de fissuração. Além disso, a presença do ARR melhorou a reologia dos concretos, reduzindo a tensão de escoamento e a viscosidade plástica da ordem de 30%. A resistência à compressão e a resistência à tração direta dos concretos com ARR mostraram ligeira redução, em relação aos de referência (até 10%), módulos de elasticidade similares e propriedades térmicas levemente modificadas. A elevação adiabática da temperatura foi 6% superior, porém, com retardo de 5 horas na geração inicial de calor, o que pode ser benéfico, se as condições de construção permitirem a dissipação.

Em suma, a justificativa para o emprego do aditivo redutor de retração está fundamentada na sua eficácia em reduzir a retração autógena, sem causar conseqüências adversas ao concreto quanto às propriedades investigadas.

## *7.2 Sugestões para trabalhos futuros*

Apesar da redução significativa da retração autógena nos concretos de alto desempenho, com o uso de ARR, sua magnitude ainda apresenta níveis elevados, especialmente, somando-se a retração por secagem e a de origem térmica, podendo levá-lo à fissuração, executado sob as condições de prática e de cura usuais em obra.

Para estudos posteriores, sugere-se o uso de uma solução híbrida, associando o aditivo do ARR *com uma ou mais* das estratégias mencionadas nesta pesquisa (ver seção 3.6). Sugere-se, principalmente, associar, ao concreto com ARR: (1) o emprego de materiais porosos (tais como argila expandida, diatomita, pedra pome, fibra de baixo módulo ou partículas poliméricas com diâmetro de centenas de micrômetros e muito absorventes)

adicionados ao concreto, previamente saturados em água, para fornecer água aos capilares, à medida que a hidratação avança, processo conhecido como cura interna e (2) o uso de fibra de pequeno diâmetro e de elevado módulo, combatendo a retração por uma restrição mecânica. Porém, mais estudos são necessários, em função do comprometimento da reologia. Também é importante aprofundar os estudos sobre a influência da cura úmida por molhagem (imersão, cobrimento ou mangueira) desses concretos.

Embora esta pesquisa tenha contribuído para a melhor compreensão da influência de um produto novo, no combate à retração autógena, no sentido de usá-lo com mais segurança, onde for adequado, tendo sido investigadas seu efeito em diversas propriedades, faz-se necessário um estudo, cuidadoso e criterioso, do comportamento deste aditivo diante do ataque de agentes agressivos, para o conhecimento da durabilidade desses concretos.

As deformações impostas de retração podem provocar fissuração no concreto, mas são diminuídas (redução devido à relaxação) pelo fenômeno da fluência. Portanto, é necessário investigar o comportamento dos concretos, contendo ARR, submetidos à fluência de poucas idades, para calcular, com precisão maior, o risco de fissuração desses concretos.

A despeito do método de ensaio usado nesta pesquisa, para determinação da retração autógena, conduzir a resultados satisfatórios, constitui um procedimento trabalhoso devido à necessidade de diversas leituras realizadas pelo operador, de modo discreto. Uma contribuição pode ser dada no tocante à melhora no método de ensaio, tornando o processo automatizado, nos laboratórios nacionais. Ainda dentro do assunto de retração autógena, precisam ser aprofundados os estudos sobre os mecanismos responsáveis pela saída de água, geradores da retração autógena e secagem, contribuindo para quantificar o efeito da variação da pressão de disjunção e da variação da energia de superfície na deformação de sistemas cimentícios.

Mais pesquisas devem ser realizadas para correlacionar o aumento brusco na velocidade de propagação do pulso ultra-sônico e fim do período de dormência, com o início da capacidade do concreto de transferir tensões de tração, como mencionado por WEISS

(1999), no sentido de indicar, com precisão, o início da determinação experimental da retração autógena e a calibração dos modelos teóricos.

Foi observada uma ligeira variação na umidade relativa interna da mistura contendo ARR, em relação ao concreto de referência, Porém o mecanismo ainda é desconhecido. É provável que o ARR modifique as forças capilares de sucção do concreto. Certamente essa suposição necessita ser verificada em estudos futuros.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKER, P., 1988, *Comportement mécanique du béton*. In: Rapport de Recherche LCPC, apports de l'approche physico-chimique, N° 152.

AİTCIN, P. C., 2000, *Concreto de alto desempenho*. 1 ed., São Paulo, PINI.

AİTCIN, P. C., 1998, "Autogenous shrinkage measurement". In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, Hiroshima, Japan June, pp. 245-256.

AGUADO, A.; OLIVEIRA, M. O., 1992, *Informe sobre la caracterización mecánica de um hormigón de alta resistência*. In: Relatório de la Universitat Pilotècnica de Catalunya & Fomento de Construcciones y Contratas S.A., Barcelona:79p.

ALBERTY, R. A.; DANIELS, F., 1980, *Physical-chemistry*, Wiley, New Cork.

ALTABLE, V. F.; CASANOVA, I., 2006, "Influence of mixing sequence and superplasticiser dosage on the rheological response of cement pastes at different temperatures". *Cement and Concrete Research*, v.36. pp. 1222-1230.

AMERICAM SOCIETY FOR TESTING MATERIALS, ASTM C 490, 2002, *Standard practice for use of apparatus for the determination of length change of hardened cement paste, mortar and concrete*. Philadelphia, 4p.

ANDRADE, C.; SARRÍA, J.; ALONSO, C. (1999), "Relative humidity in the interior of concrete exposed to natural and artificial weathering", *Cement and Concrete Research*, v. 29, pp. 1249-1259.

ATKINS, P. W., 1998, *Physical Chemistry*. 6ª ed, Tokyo, Oxford Melbourne.

ASSOCIAÇÃO MERCOSUL DE NORMALIZAÇÃO – AMN NBR NM 23, 2000, *Cimento Portland e outros materiais em pó - Determinação da massa específica – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 5p.

\_\_\_\_\_. NBR NM 26, 2001, *Agregados – Amostragem – procedimento*. Rio de Janeiro, 10p.

\_\_\_\_\_. NBR NM 27, 2001, *Agregados - Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório*. Rio de Janeiro, 7p.

- \_\_\_\_\_. NBR NM 30, 2000, *Agregado miúdo - Determinação da absorção de água*. Rio de Janeiro, 3p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 46, 2003, *Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 micrometro, por lavagem*. Rio de Janeiro, 6p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 47, 2002, *Concreto - Determinação do teor de ar em concreto fresco - Método pressométrico*. Rio de Janeiro, 43p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 49; 2001, *Agregado fino - Determinação de impurezas orgânicas*. Rio de Janeiro, 3p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 52, 2003, *Agregado miúdo - Determinação de massa específica e massa específica aparente*. Rio de Janeiro, 6p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 53, 2002, *Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água*. Rio de Janeiro, 8p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 58, 1996, *Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica*. Rio de Janeiro, 13p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 65, 2002, *Cimento Portland - Determinação dos tempos de pega – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 4p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 67, 1998, *Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone*. Rio de Janeiro, 8p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 76, 1996, *Cimento Portland - Determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar (Método de Blaine) – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 13p.
- \_\_\_\_\_. NBR NM 248, 2003, *Agregados - Determinação da composição granulométrica – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, Rio de Janeiro. NBR 5733, 1991, *Cimento Portland de alta resistência inicial - Especificação*. Rio de Janeiro, 5p.
- \_\_\_\_\_. NBR 5738, 2003, *Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*. Rio de Janeiro, 6p.
- \_\_\_\_\_. NBR 5739, 1994, *Concreto - ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 4p.
- \_\_\_\_\_. NBR 5742, 2004, *Análise química de cimento Portland - Processos de arbitragem para determinação de dióxido de silício, óxido férrico, óxido de alumínio, óxido de cálcio e óxido de magnésio*. Rio de Janeiro, 7p.
- \_\_\_\_\_. NBR 5743, 2004, *Cimento Portland - Determinação de perda ao fogo*. Rio de Janeiro, 3p.

\_\_\_\_\_. NBR 5744, 2004, *Cimento Portland - Determinação de resíduo insolúvel*. Rio de Janeiro, 3p.

\_\_\_\_\_. NBR 5745, 2004, *Cimento Portland - Determinação de anidrido sulfúrico*. Rio de Janeiro, 2p.

\_\_\_\_\_. NBR 5747, 2004, *Cimento Portland - Determinação de óxido de sódio e óxido de potássio por fotometria de chama*. Rio de Janeiro, 5p.

\_\_\_\_\_. NBR 5748, 1993, *Análise química de cimento Portland - Determinação de óxido de cálcio livre*. Rio de Janeiro, 3p.

\_\_\_\_\_. NBR 7211, 2005, *Agregados para concreto - Especificação*. Rio de Janeiro, 11p.

\_\_\_\_\_. NBR 7215, 1995, *Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 8p.

\_\_\_\_\_. NBR 7218, 1987, *Agregados - Determinação do teor de argila em torrões e materiais friáveis – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2p.

\_\_\_\_\_. NBR 7222, 1994, *Argamassa e concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 3p.

\_\_\_\_\_. NBR 7251, 1982, *Agregado em estado solto - Determinação da massa unitária*. Rio de Janeiro, 3p.

\_\_\_\_\_. NBR 7682, 1983, *Calda de cimento para injeção – determinação do índice de fluidez - método de ensaio*. Rio de Janeiro, 4p.

\_\_\_\_\_. NBR 8802, 1991, *Concreto endurecido- determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica método de ensaio*. Rio de Janeiro, 3p.

\_\_\_\_\_. NBR 9775, *Agregados - Determinação da umidade superficial em agregados miúdos por meio do frasco de Chapman*. Rio de Janeiro, 1987. 3p.

\_\_\_\_\_. NBR 10341, 2006, *Agregado graúdo para concreto - Determinação do módulo de deformação estático e do diagrama tensão-deformação em rocha matriz - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 5p.

\_\_\_\_\_. NBR 11579, 1994, *Cimento Portland – Determinação da finura por meio da peneira 75  $\mu\text{m}$  ( $n^\circ$  200) – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 8p.

\_\_\_\_\_. NBR 11582, 1991, *Cimento Portland – Determinação da expansibilidade de Le Chatelier – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2p.

\_\_\_\_\_. NBR 11583, 1994, *Cimento Portland e matérias-primas - Determinação de anidrido carbônico ( $\text{CO}_2$ ) por gasometria*. Rio de Janeiro, 6p.

\_\_\_\_\_. NBR 12815, 1993, *Concreto endurecido - Determinação do coeficiente de dilatação térmica linear - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. NBR 12817, 1993, *Concreto endurecido - Determinação do calor específico - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. NBR 12818, 1993, *Concreto - Determinação da difusividade térmica - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

\_\_\_\_\_. NBR 12819, 1993, *Concreto e Argamassa - Determinação da Elevação Adiabática da Temperatura - Método de Ensaio*. Rio de Janeiro.

BANFILL L, P. F. G., 2003, “The rheology of fresh cement and concrete – a review”. In: *Proceedings of the 11 th International Cement Chemistry Congress*, Durban, May.

BARCELO, L., 2002, Chemical shrinkage. In: A. Bentur (ed), *Proceedings of the Early age cracking in cementitious systems*, RILEM, Cachan, France, pp. 21-25.

BAROGHEL-BOUNY, V., 1994, *Caracterization des pâtes de ciment et des bétons: methodes, analyse, interpretations*. Thèse de doctorat de L.C.P.C., Paris, France.

BELTZUNG, F.; WITTMANN, F. H., 2005, “Colloidal mechanisms of hygral volume change of hardened cement paste”. *Concreep-7, Proceedings of the Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures*, G. Pijaudier-Cabot, B. Gérard e P. ACKER editors, September, Nantes, France, Hermes Science Publishing, pp. 139-150.

BAROGHEL-BOUNY, V.; MOUNANGA, P.; LOUKILI, *et al.*, 2002, “From Chemical and micro structural evolution of cement pastes to the development of Autogenous deformations”. In: Jensen O. M., Bentz, D.P.; Lura P. (eds), *Proceedings of the ACI International Conference SP-220 on Autogenous Deformation of Concrete*, Arizona, oct, pp. 1-22.

BERNARD, O.; ULM, F.; LEMARCHAND, E., 2003, “A multiscale micromechanics-hydration model for the early-age elastic properties of cement-based materials”. *Cement and Concrete Research*, v.33, pp. 1293-1309.

BENTUR, A., 2001, “Comprehensive approach to prediction and control of early-age cracking in cementitious materials”. In: F.J. Ulm, Z.P. Bazant e F.H. Wittmann (eds), *Concreep-6@MIT, Proceedings of the Sixth International Conference on Creep, Shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials*, Cambridge (MA), USA, August, pp. 589-597.

BENTUR, A., 2002, “Terminology and definitions”. In: A. Bentur (ed), *Proceedings of the Early age cracking in cementitious systems*, RILEM, Cachan, France, pp.13-15.

BENTZ, D. P.; GEIKER, M.R.; HANSEN, K. K., 2001, “Shrinkage-reducing admixtures and early age desiccation in cement pastes and mortars”. *Cement and Concrete Research*, v. 31, n. 7, pp. 1075-1085.

BENTZ, D. P.; JENSEN, O. M., 2004, “Mitigation strategies for Autogenous shrinkage cracking”. *Cement and Concrete Research*, v. 26, pp. 677-685.

- BISSCHOP, J., 2002, "Evolution of solid behavior". In: A. Bentur (ed), *Proceedings of the Early age cracking in cementitious systems*, RILEM, Cachan, France, pp. 27-33.
- BOIVIN, S. G., 2001, *Retrait au jeune âge du béton. Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène*. Thèse de doctoral, LCPC, Paris, nov.
- BOIVIN, S.; ACKER P.; RIGAUD, S. *et al.*, 1998, "Experimental assessment of chemical shrinkage of hydrating cement pastes". In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, Hiroshima, Japan June.
- BROOKS, J. J.; CABRERA, J. G.; MEGAT JOHARI, M. A, 1999, "Factors affecting the autogenous shrinkage of silica fume high-strength concrete". In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, Hiroshima, Japan June, pp. 195-202.
- BROOKS, J. J.; JOJARI, M. A. M.; MAZLOOM, M., 2000, "Effect of admixtures on the setting times of high-strength concrete, *Cement & Concrete Composites*, v. 22, pp. 293-301.
- COLLEPARDI , M.; BORSOI, A.; COLLEPARDI , S. *et al.*, 2005, "Effects of shrinkage reducing admixture in shrinkage compensating concrete under non-wet curing conditions", *Cement & Concrete Composites*, v. 27, pp.27 704-708.
- COOK, W.D.; MIAO, B.; AİTCIN, P.C. *et al.*,1992, "Thermal stresses in large high-strength concrete columns". *ACI Materials Journal*, v. 89, n.1, jan-fev, pp. 61-68.
- CORDEIRO, G. C., 2006, *Utilização de cinzas ultrafinas do bagaço de cana de açúcar e da casca de arroz como aditivos minerais em concreto*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.
- COUTINHO, A. S, 1997. *Fabrico e propriedades do betão*. Lisboa: Setor Artes Gráfica Laboratórios Nacional de Engenharia Civil-LNEC.
- COHEN, M. D., 1983, "Theories of expansions in sulfur aluminates-type expansive cements: schools of thought", *Cement and Concrete Research*, v. 13.
- D'ALOIA, L., 2002, "Early age Kinetics: activation energy, maturity and equivalent age. In: A. Bentur (ed), *Proceedings of the Early age cracking in cementitious systems*, RILEM, Cachan, France, pp. 127-148.
- DE LARRARD, F., 1999 *Concrete Mixture Proportioning: a scientific approach*. Modern concrete technology series, v. 9, London: E&FN SPON.
- DE LARRARD, F.; HU, C.; SEDRAN, T. *et al.*, 1997, "A new rheometer for soft-to-fluid fresh concrete". *ACI Material Journal*, v.94, n. 3, may-jun.

FARIAS, L. A.; LIDUÁRIO, A. S.; FONSECA, A. C. *et al.*, 2003, “Ensaio de tração direta em corpos-de-prova de concreto: uma revisão bibliográfica” In: 45º Congresso Brasileiro do Concreto, p.251 – 266, Recife.

FELDMAN, R. F.; SEREDA, P. J., 1968, “A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties”. *Matériaux et Constructions*, v. 1, n. 6, pp. 509-520.

FERREIRA, I. A., “Implementação em arquitetura paralela de modelo termo- químico-mecânico acoplado”. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, (no prelo).

FOLLIARD, K. J.; BERKE, N. S., 1997. “Properties of high-performance concrete containing shrinkage-reducing admixture”. *Cement and concrete research*, v. 27, n. 9, pp.1357-1364.

FORMAGINI, S., 2005. *Dosagem científica e caracterização mecânica de concretos de altíssimo desempenho*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

GETTU , R.; AGUADO, A.; AGULLÓ, L. *et al.*, 1998, “Characterization of cement pastes with silica fume and superplasticizers as components of High-Performance Concretes”. In: *Fifth CANMET/ACI International Conference on superplasticizers and other chemical admixtures in concrete*, Rome, Italy, Ouc 7-10.

GETTU , R.; RONCERO, J., MARTÍN, M. A., 2001, “Evaluation of the performance of concretes incorporating a shrinkage reducing chemical admixture”. In: F.J. Ulm, Z.P. Bazant e F.H. Wittmann (eds), *Concreep-6@MIT, Proceedings of the Sixth International Conference on Creep, Shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials*, Cambridge (MA), USA, August, pp. 679-684.

GENES, P. G.; BROCHARD-WYART, F.; QUÉRE, D., 2002, “Capillarité et pesanteur” In: Cabane, B., Hénon, S. (eds), *Gouttes, bulles, perles et ondes*. 1 ed., chapitre 1, Paris, Belin, pp. 38-68.

GOMES. P. C. C.,1995, *Estudo dos parâmetros que influenciam a produção e as propriedades dos concretos de alto desempenho*. Dissertação, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

GONÇALVES, J. R. A.; ALMEIDA, I. R.; SHEHATA, L. C. D.,1994, “Influência do tipo de agregado nas propriedades do concreto de alto desempenho”. In: *Seminário sobre manutenção e controle de estruturas de concreto*, 36a Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, pp. 339-352, Porto Alegre, [s.n.], set.

GRASLEY, Z. C.; LANGE, D. A.; D’AMBROSIA, M. D., 2002, “Embedded sensors for measuring internal relative humidity in concrete”, *Cement and Concrete Research*,

HANSEN, E.A.; LEIVO, M.; RODRIGUEZ, J. *et al.*, 1996, “Mechanical properties of high strength concrete”. In: *4<sup>th</sup> Symposium of High Strength/high Performance Concrete*, Presses de l’ecole nationale des ponts et chaussées, p.187, Paris, France, may.

HAMMER, T. A.; BJONTEGAARD, O.; SELLEVOLD, E. J., 2002, "Measurement methods for testing of early age autogenous strains". In: A. Bentur (ed), *Proceedings of the Early age cracking in cementitious systems*, RILEM, Cachan, France, pp.207-215.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P., 1993, *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo, Pini..

HELLAND, S.; EINSTABLAND, T.; HOFF, A., 1983, *High strength concrete*, The Norwegian Concrete Society, Norsk Betongdag, 38p.

HORI, A.; MORIOKA, M.; SAKAI, E. *et al.*, 1998, "Influence of expansive additives on autogenous shrinkage". In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, Hiroshima, Japan June, pp. 187-194.

HU, C. E; De LARRARD, F., 1996, "The rheology of fresh High-Performance Concrete", *Cement and Concrete Research*, v. 26, n. 1.

HUA, C.; ACKER, P.; EHRLACHER, A., 1995, Analyses and models of the autogenous shrinkage of hardening cement paste. *Cement and Concrete Research*, v. 25, n. 7, pp. 1457-1468.

JCI- Committee Report of Japan Concrete Institute, "Technical Committee on Autogenous Shrinkage of Concrete", 1998, In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, Hiroshima, Japan June, pp. 3-67.

JENSEN, O. M., 1995, "Thermodynamic limitation of self-desiccation", *Cement and Concrete Research*, v. 25, n. 1, pp. 157-164.

JENSEN, O. M. : HANSEN, P. F., 1995 a., "A dilatometer for measuring autogenous deformation in hardening Portland cement pastes", *Materials and Structures*, v. 28.

JENSEN, O. M. : HANSEN, P. F., 1995 b, "Autogenous relative humidity change in silica fume modified cement paste", *Cement and Concrete Research* , v. 7, n. 25, pp. 33-38.

JENSEN, O. M. : HANSEN, P. F., 1996, "Autogenous deformation and change of the relative humidity in silica fume modified cement pastes", *ACI Materials Journal*, v. 93, n. 6, pp. 539-543.

JENSEN, O. M.; HANSEN, P. F., 2001 a, "Water-entrained cement-based materials: Principles and theoretical background", *Cement and Concrete Research*, v. 31, n. 5, pp. 647-654.

JENSEN, O. M.; HANSEN, P. F., 2001 b, "Autogenous deformation and RH-chances in perspective", *Cement and Concrete Research* , v. 31, n. 12, pp.1859-1865.

JENSEN, O. M.; HANSEN, P. F., 2001c, "Water-entrained cement-based materials: Principle and theoretical background". *Cement and Concrete Research*, v. 31, pp. 647-654.

JENSEN, O. M.; HANSEN, P. F., 2002, "Water-entrained cement-based materials II: experimental observation". *Cement and Concrete Research*, v. 33, pp. 973-978.

JUSTNES, H.; SELLEVOLD, E.J.; REYNIERS, B. *et al.*, 1998, "The influence of cement characteristics on chemical shrinkage". In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, , pp. 71-80, Hiroshima, Japan June.

KAPLAN, D., 2001, *Pompage des bétons*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

KAYALI, O., HAQUE, M. N., ZHU, B, 1999, "Drying shrinkage of fiber-reinforced lightweight aggregate concrete containing fly ash", *Cement and Concrete Research*, v. 29, pp.1835-1840.

KEATING, J.; HANNAT, D. H.; HIBBERT, D. H.,1989, "Correlation between cube strength, ultrasonic pulse velocity and volume changes for oil well cement slurries", *Cement and Concrete Research*, v. 1,9 n.5, pp. 715-726.

KOJIMA, T.; TAKAGI, N.; HORIKAWA, S., 2001, "Study on Shrinkage Characteristics of High-Strength Silica Fume Concrete". In: V. M. Malhotra (ed) *Proceedings of Seventh CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete*, pp. 719-735, Chennai, India.

KOVLER, K.; ZHUTOVSKY, S.,2006, "Overview and future trends of shrinkage research". *Materials and Structures*, v. 39, pp. 827-847.

KRAUß, M.; HARIRI, K.,2006, "Determination of initial degree of hydration for improvement of early-age properties of concrete using ultrasonic wave propagation", *Cement & Concrete Composites*, v. 28, pp. 299-306.

LANGE, D. A., 2002, "Overview of driving forces", In: A. Bentur (ed) *Proceedings of RILEM, Report 25, Early Age Cracking in Cementitious Systems*, pp. 19-20, France.

LIM, S. N.; WEE, T. H.,2000, "Autogenous Shrinkage of Ground-Granulated Blast-Furnace Slag Concrete", *ACI Materials Journal*, v. 97, n. 5, September-October 2000, pp. 587-593.

LOUKILI, A.; KHELIDJ, A.; RICHARD, P. (1999), "Hydration kinetics, change of relative humidity, and autogenous shrinkage of ultra-high-strength concrete", *Cement and Concrete Research*, v. 29, pp. 577-584.

LURA, P.; VAN BREUGEL, K.; MARUYAMA, I., 2001, "Effect of curing temperature and type cement on early-age shrinkage of high-performance concrete", *Cement and Concrete Research*, v. 31, n. 12, pp. 1867-1872.

LURA, P., 2003, *Autogenous deformation and internal curing of concrete*. Doctoral thesis, Delft, Netherlands, april.

LURA, P.; JENSEN, O. M.; VAN BREUGEL, K., 2003, “Autogenous shrinkage in high-performance cement paste: an evaluation of basic mechanisms”. *Cement and Concrete Research*, v. 33, pp. 223-232.

MACHADO, M. D., 2005, *Curvas de correlação para caracterizar concretos usados no Rio de Janeiro por meio de ensaios não destrutivos*. Dissertação, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

MAK, S. L.; RITCHIE, D.; TAYLOR, A. *et al.* 1998, “Temperature effects on early age autogenous shrinkage in high performance concretes”. In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, Hiroshima, Japan June, pp. 155-166.

MALTESE, C.; PISTOLESI, C.; LOLLI, A. *et al.*, 2005, “Combined effect of expansive shrinkage reducing admixtures to obtain stable and durable mortars”. *Cement and Concrete Research*, v. 35, pp. 2244 – 2251.

MARANGON, E., 2006, *Desenvolvimento e caracterização de concretos auto-adensáveis reforçados com fibras de aço*. Dissertação, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

MATSUSHITA, H.; TSURUTA, H.; NAKAE, K., 1998, “The Influence of Physical Properties of Aggregate on Shrinkage in High Strength Slag Cement Concrete”. In: V. M. Malhotra (ed), *Proceedings of Sixth CANMET/ACI International Conference*, pp. 685-699, Bangkok, Thailand.

MIER, J. G. M.; VLIET, M. R., 2002, “Uniaxial tension test for determination of fracture parameters of concrete: state of the art”, *Engineering Fracture Mechanics*, v. 69, pp. 235-247.

MINDESS, S.; YOUNG, J. F., 1981, *Concrete, Prentice-Hall*. 1 ed., New Jersey, Englewood Cliffs.

METHA, P.K. ; MONTEIRO, P.J., 1994, *Concreto, estrutura, propriedades e materiais*. 1 ed., São Paulo, Pini.

MIYAZAWA S.; MONTEIRO, P. J. M., 1996, “Volume change of high strength concrete in moist conditions”. *Cement and concrete research*, v. 26, pp.567-572.

MORIOKA, M.; HORI, A.; HAGIWARA H. *et al.*, 1998, “Measurement of autogenous length changes by laser sensors equipped with digital systems”. In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, Proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, , pp. 187-194, Hiroshima, Japan June.

NEVILLE, A., 1997, *Propriedades do concreto*. São Paulo, 2ª ed., Pini.

- OLIVEIRA, I.R.; STUDART, A.R.; PILEGGI, R.G. *et al.*, 2000, *Dispersão e Empacotamento de Partículas. Princípios e Aplicações em Processamento Cerâmico*. São Paulo, 1 ed., Fazenda Arte Editorial.
- PACELLI, W. A.; GAMBALE E. A.; ALVES, E. F. R. *et al.* (Equipe de Furnas), 1997, *Concretos: massa, estrutural, projetado e compactado com rolo*. 1 ed., São Paulo, Pini.
- PATEL, R. G.; KILLOH, D. C.; PARROTT, L. J. *et al.*, 1988, “Influence of curing at different relative humidities upon compound reactions and porosity of Portland cement paste”, *Materials and Structures*, v. 21, n. 123, pp. 192-197.
- PERSSON, B., 1998, “Experimental studies on shrinkage of high-performance concrete”, *Cement and Concrete Research*, v. 28, pp. 1023-1036.
- PETRUCCI, E.G.R. *Concreto de cimento Portland*. Rio de Janeiro, 10<sup>a</sup> ed., Globo.
- PIHLAJAVAARA, S. E., 1974, “A review of some of the main results of the ageing phenomena of concrete”. *Cement and Concrete Research*, v. 4, pp. 761-771.
- PILLEGI, R.G., 2001, *Ferramenta para o estudo e desenvolvimento de concretos refratários*. Tese de D.Sc., Universidade Federal de São Carlos, São Paulo.
- RAPHAEL, J. M., 1984, “Tensile Strength of concrete”. *ACI Journal*, v. 81, n. 2, pp. 158-165, mar-abr.
- POWERS, T. C., 1968, “The thermodynamics of volume change and creep”. *Matériaux et Constructions*, v. 1, n. 6, pp 487-507.
- REINHARDT, H. W.; GROBE, C.U.; HERB A. T., 2000, “Ultrasonic monitoring of setting and hardening of cement mortar – a new device”, *Materials and Structure*, v. 33, pp 580-583, november.
- RILEM NDT 1, 1972, Testing of concrete by the ultrasonic pulse method.
- RIXOM R.; MAILVAGNAM N., 1999, *Chemical admixture for concrete*. 3<sup>a</sup> ed., FN-Spon.
- RONGBING, B.; JIAN, S., 2005, “Synthesis and evaluation of shrinkage-reducing admixture for cementitious materials”, *Cement and Concrete Research*, v. 35, pp. 445-448.
- SANTOS, F. I. G.; ROCHA, J. C.; CHERIAF, M., 2007, “Influência da cinza pesada empregada em substituição ao agregado natural nos mecanismos de transferência de umidade em argamassas”, *Revista Matéria* v. 12, n. 2, ISSN 1517-7076.
- SEDRAN, T., 1999, *Rheologie et rheometrie des betons. Application aux betons autonivelants*. Thèse de doctoral de LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, mar.

SEDRAN, T., DE LARRARD, F., 2000, *BétonlabPro2 – Logiciel de formulation de bétons*. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, CD-Rom.

SETTER, N.; ROY, D. M., 1978, “Mechanical features of chemical shrinkage of cement paste”, *Cement and Concrete Research*, v. 8.

SCHUTTER, G., 2002, “Thermal Properties”. In: A. Bentur (ed), *proceedings of the Early age cracking in cementitious systems*, RILEM, pp.121-125, Cachan, France.

SOBRAL, H. S., 1990, *Reologia e Trabalhabilidade dos Concretos* -Associação Brasileira de Cimento Portland, 1 ed., n. 62, São Paulo, 76 p.

SILVA, E. F., 1996, “Concreto de alto desempenho: aplicação pioneira em Brasília-Brasil”. In: *International Congress on High performance concrete, and performance and quality of concrete structures*, pp.15-26, Florianópolis, june.

SILVA, E. F., 1997, *Concreto de alto desempenho: estudo de propriedades mecânicas*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, jul.

SILVA, E. F., VASCONCELOS, P. H. C. O., 2002, “Efeito do tipo de superplastificante e sua dosagem na fluidez de pastas de cimento para concreto de alto desempenho”. In: *44º Congresso Brasileiro do Concreto*, Belo Horizonte, ago.

SILVA, M.R. *Materiais de construção*. São Paulo, Pini, 1991.

SILVOSO, M. M., 2003, *Otimização da fase construtiva de estruturas de concreto em face dos efeitos da hidratação via algoritmos genéticos*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

STRRET, R. L.; WATTERS, G.Z. E VENNARD, J. K., 1996, *Elementary fluid mechanics*. 7 ed. New York, John Wiley & Sons. 757pp.

TATTERSALL, G.H.; BANFILL L, P.F.G., 1983, *The rheology of fresh concrete*, Great Britain, Pitman Books Limited, 356 p.

TANGTERMSIRIKUL, S., 1999, “Effect of chemical composition and particle size of fly ash on autogenous shrinkage of pastes”. In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink’ 98, proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, pp. 175-186, Hiroshima, Japan.

TAKADA, K; VAN BREUGEL, K; KAPTIJN, N., 1999, “Experimental evaluation of autogenous shrinkage of lightweight aggregate concrete”. In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink’ 98, proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, pp.229-238, Hiroshima, Japan June.

TAZAWA, E.; MIYAZAWA, S., 1992, “Autogenous shrinkage caused by self desiccation in cementitious material”. In: *Proceedings of the 9th International Congress on the Chemistry of Cement*, pp. 712-718, New Delhi, India.

TAZAWA, E., MIYAZAWA, S., 1995, “Influence of cement and admixture on Autogenous shrinkage of cement pastes”, *Cement and Concrete Research*, v. 25, n. 2.

TAZAWA, E., MIYAZAWA, S., 1999, “Effect of constituents and curing condition on autogenous shrinkage of concrete”. In: E. Tazawa (ed), *Autoshrink' 98, proceedings of the International Workshop on Autogenous Shrinkage of Concrete*, pp. 269-280, Hiroshima, Japan June.

TENIS, P. D.; JENNINGS, H. M., 2000, “A model for two types of calcium silicate hydrate in the microstructure of Portland cement pastes”, *Cement and Concrete Research*, v. 30, pp. 855-863.

Van BREUGEL, K., 2001, “Numerical modeling of volume changes at early ages – Potential, pitfalls and challengers”, *Materials and Structures*, v. 34, n. 239, pp. 293-301.

Van MIER, J. G. M. (1999), *Fracture process of concrete*. 1 ed., USA, CRC Press.

VELASCO, R.V., 2006, *Concreto auto-adensáveis reforçados com elevadas frações volumétricas de fibras de aço: propriedades reológicas, mecânicas e térmicas*. Exame de Qualificação, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

WALLEVIK, J. E., 2006, “Relationship between the Bingham parameters and slump”, *Cement and Concrete Research*, v. 36, pp. 1214-1221.

WEISS, J., 1999, *Prediction of early-age shrinkage cracking in concrete*. Doctoral thesis, Evanston, Illinois, august.

WEISS, J., 2002, Experimental determination of the “time zero”  $t_0$  (maturity-zero  $M_0$ ), In: Proceedings of the Early age cracking in cementitious systems – RILEM, Cachan, France, 2002, edited by A. Bentur, p.195-206.

WEISS, J.; BERKE, N., 2002, “Admixture for reduction of shrinkage and cracking”. In: A. Bentur (ed), *proceedings of the Early age cracking in cementitious systems*, RILEM, pp.323-333, Cachan, France.

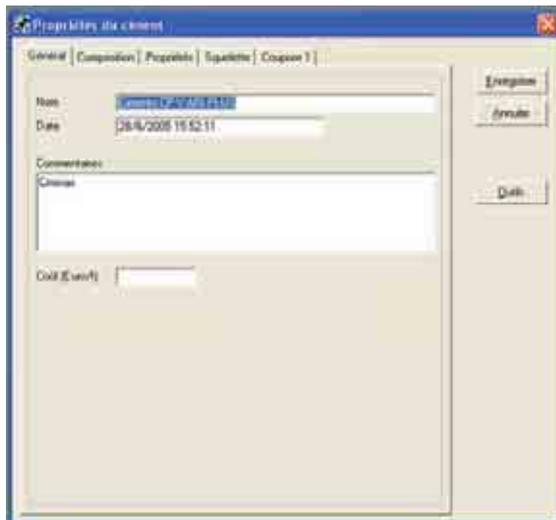
WITTMANN, F.H., 1968, “Surface tension shrinkage and strength of hardened cement paste”, *Materials and Structures*, v. 1, n. 6, pp.547-552.

## **Apêndice A: Resultados teóricos dos concretos usando o programa computacional Betonlab pro2®**

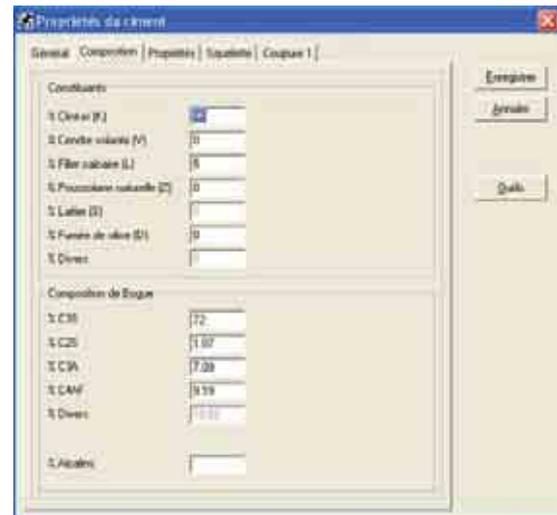
Para obtenção das propriedades teóricas dos concretos de referência classe C80 e C60, usando o programa computacional Betonlab Pro2 ® inicialmente teve-se que formar um banco de dados com as propriedades dos constituintes, conforme apresentado em B.1. Em seguida, alimentou-se o programa computacional fornecendo os traços dos concretos de referência dessa pesquisa. O programa computacional fez a simulação baseada no modelo de SEDRAN e De LARRARD, fornecendo os resultados teóricos para as propriedades do concreto (B.2).

### ***A.1 Formação do banco de dados dos constituintes***

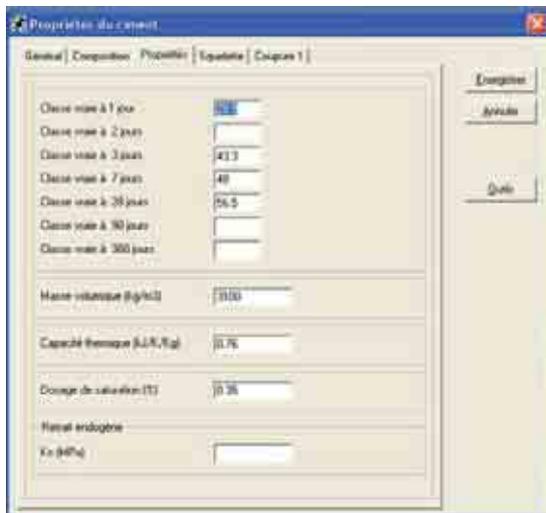
As Figuras A.1 a A.5 apresentam a seqüência usada para o preenchimento dos dados referentes às propriedades dos constituintes usados nessa pesquisa: cimento Portland, sílica ativa, areia lavada de rio, agregado graúdo britado e aditivo superplastificante. O programa não prevê a utilização de aditivo redutor de retração.



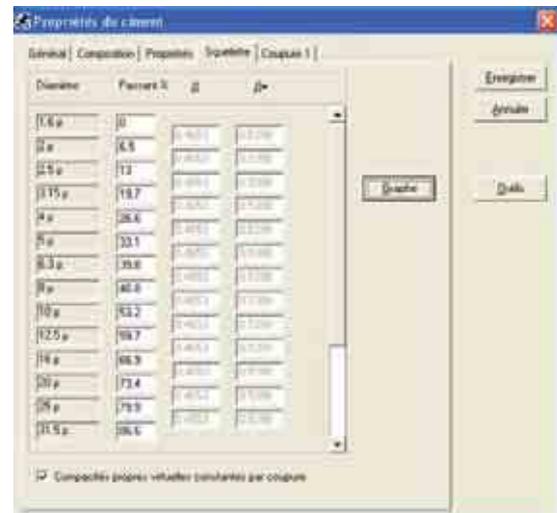
(a)



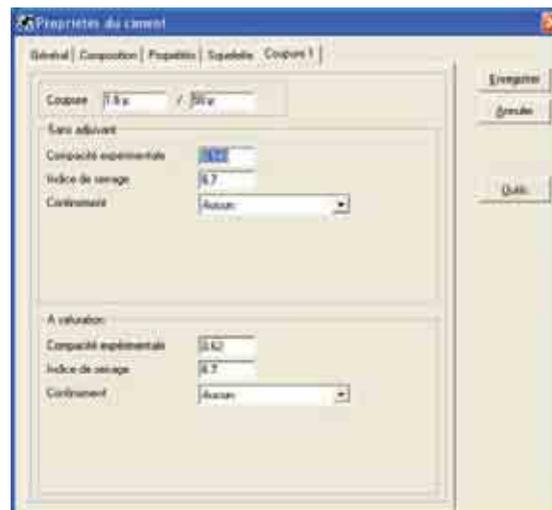
(b)



(c)



(d)

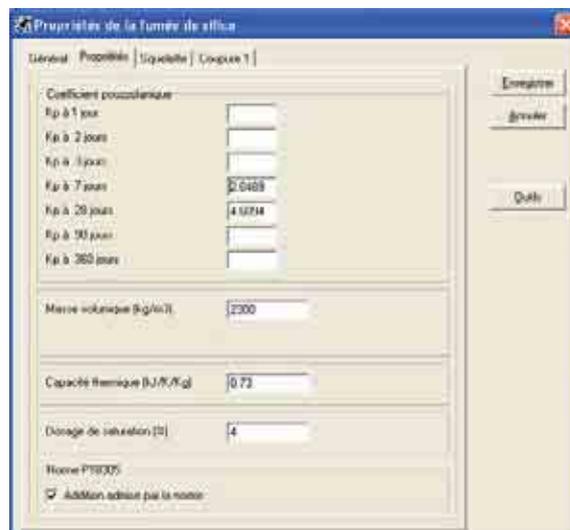


(e)

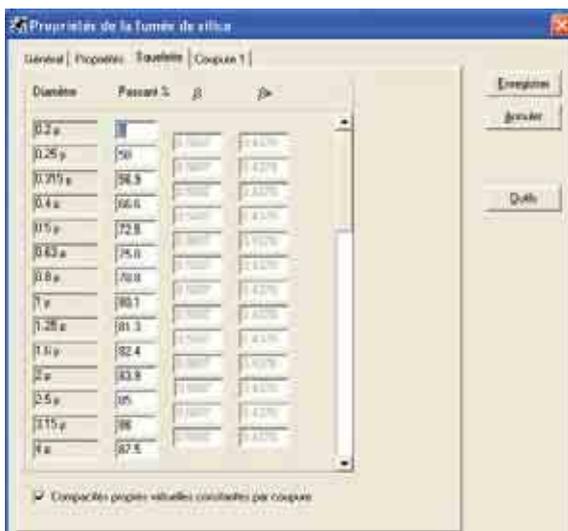
Figura A.1 Características do cimento: (a) nomenclatura, (b) composição, (c) propriedades (d) granulometria e (e) compactidade.



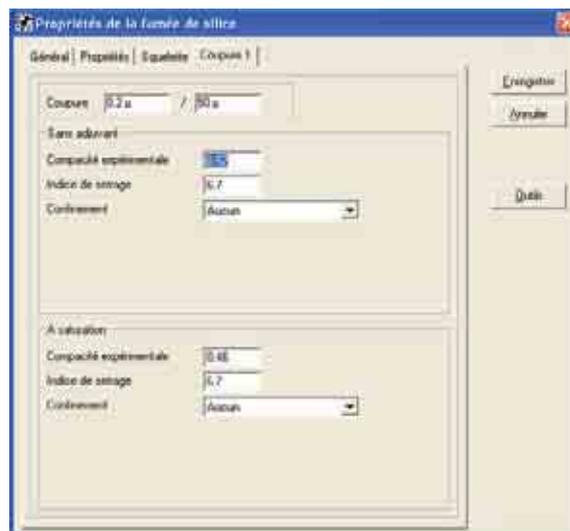
(a)



(b)

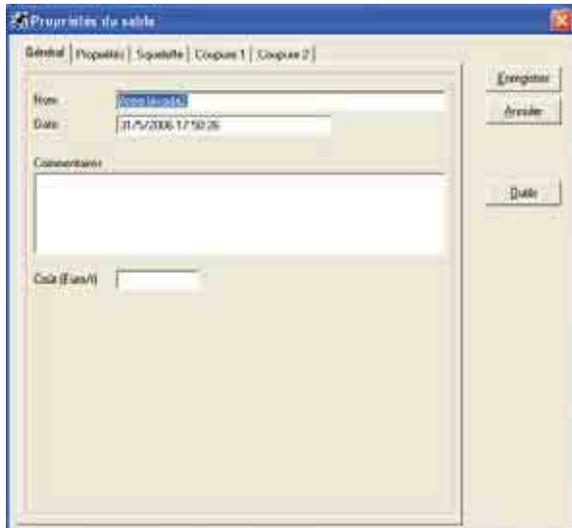


(c)

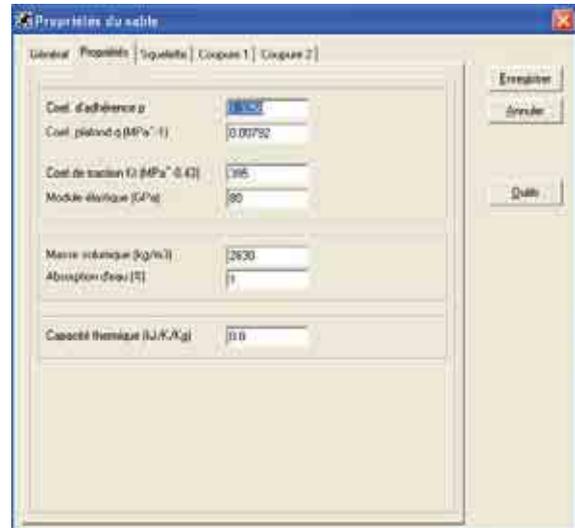


(d)

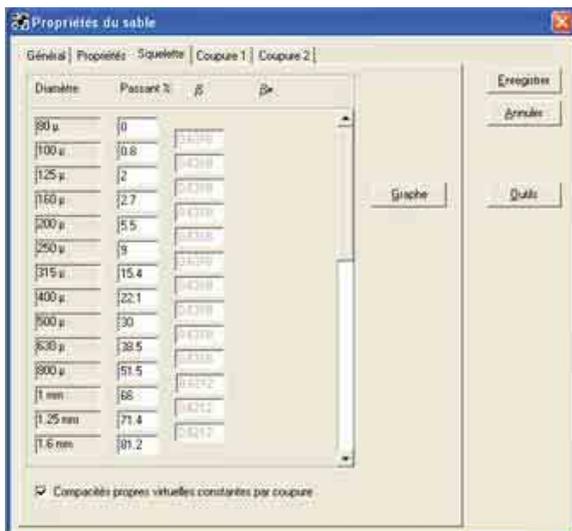
Figura A.2 Características da sílica ativa: (a) nomenclatura, (b) propiedades (c) granulometria e (d) compacidade.



(a)



(b)

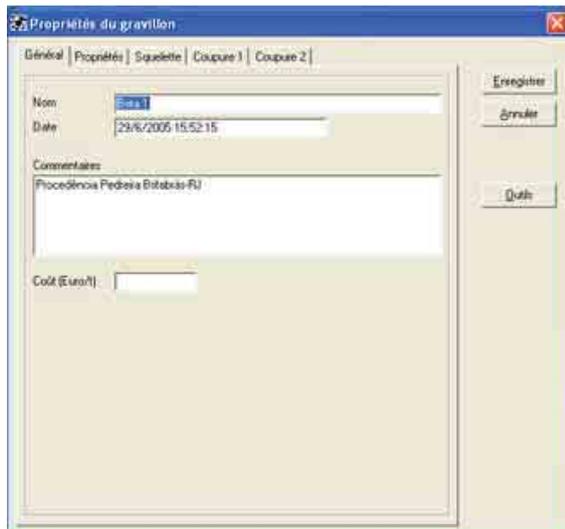


(c)

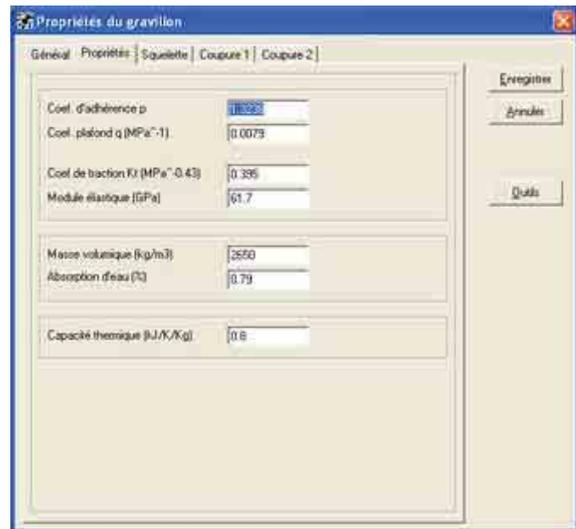


(d)

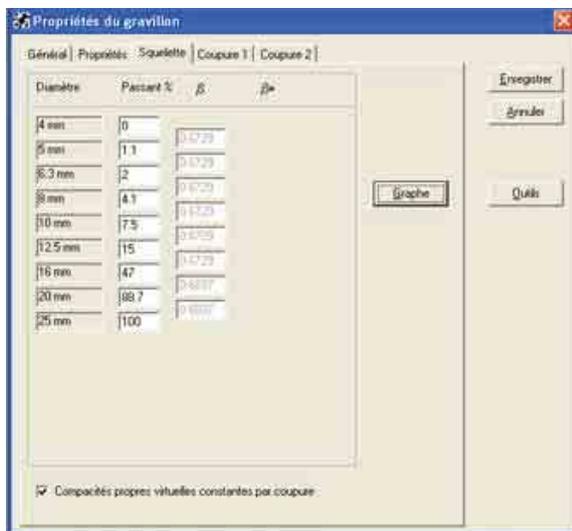
Figura A.3 Características do agregado miúdo: (a) nomenclatura, (b) propriedades e parâmetros “p” e “q”, (c) granulometria e (d) compacidade.



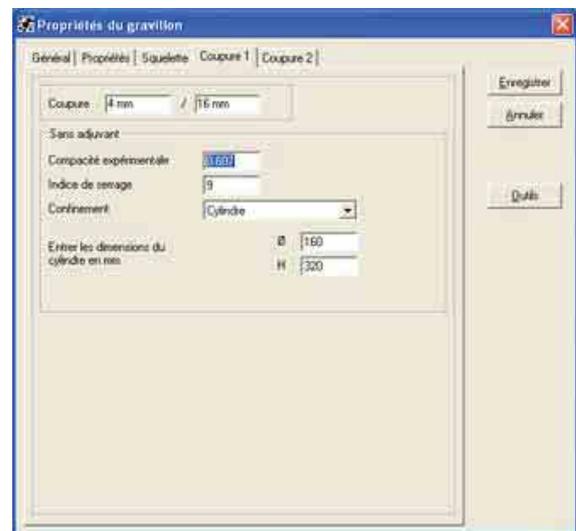
(a)



(b)

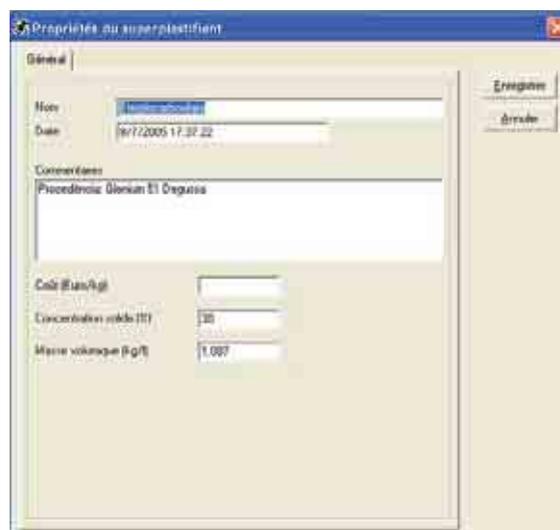


(c)



(d)

**Figura A.4 Características do agregado graúdo: (a) nomenclatura, (b) propriedades e parâmetros “p” e “q”, (c) granulometria e (d) compacidade.**



**Figura A.5 Características do superplastificante.**

## A.2 Resultados teóricos dos concretos de referência

Após fornecer ao programa computacional Betonlab Pro2 ® os quantitativos dos materiais dos traços de referência classe C80 e C60, o programa calculou as propriedades dos concretos (Figura A.6 e Figura A.7).

Composition	
G1 (%)	58.1
S1 (%)	41.9
C1 (kg/m3)	450
FS1 (kg/m3)	45
SP1 (%)	0.45
Eau eff (kg/m3)	150

Gâchée n°	1
G1 (kg/m3)	1036.3
S1 (kg/m3)	741.7
C1 (kg/m3)	450
FS1 (kg/m3)	45
SP1 (kg/m3)	6.75
Eau (kg/m3)	160.9
G1 (%)	58.1
S1 (%)	41.9
Taux de saturation (%)	0.75
Taux de superplastifiant (%)	0.45
Eau eff.	150
Air occlus (%)	1.1
Rapport G/S	1.397
Eff/C	0.333
Environnement	1
C + kA	540
Eff / (C + kA)	0.278
Densité	2.441
Seuil de cisaillement (Pa)	698
Viscosité plastique (Pa.s)	412
Affaissement (cm)	23.1
f <sub>c7</sub> (MPa)	76.3
f <sub>c28</sub> (MPa)	86.8
It28 (MPa)	2109.8
Ei28 (GPa)	45.8

Figura A.6 Resultados teóricos das propriedades do concreto de referência classe 80 usando programa computacional Betonlab Pro2®.

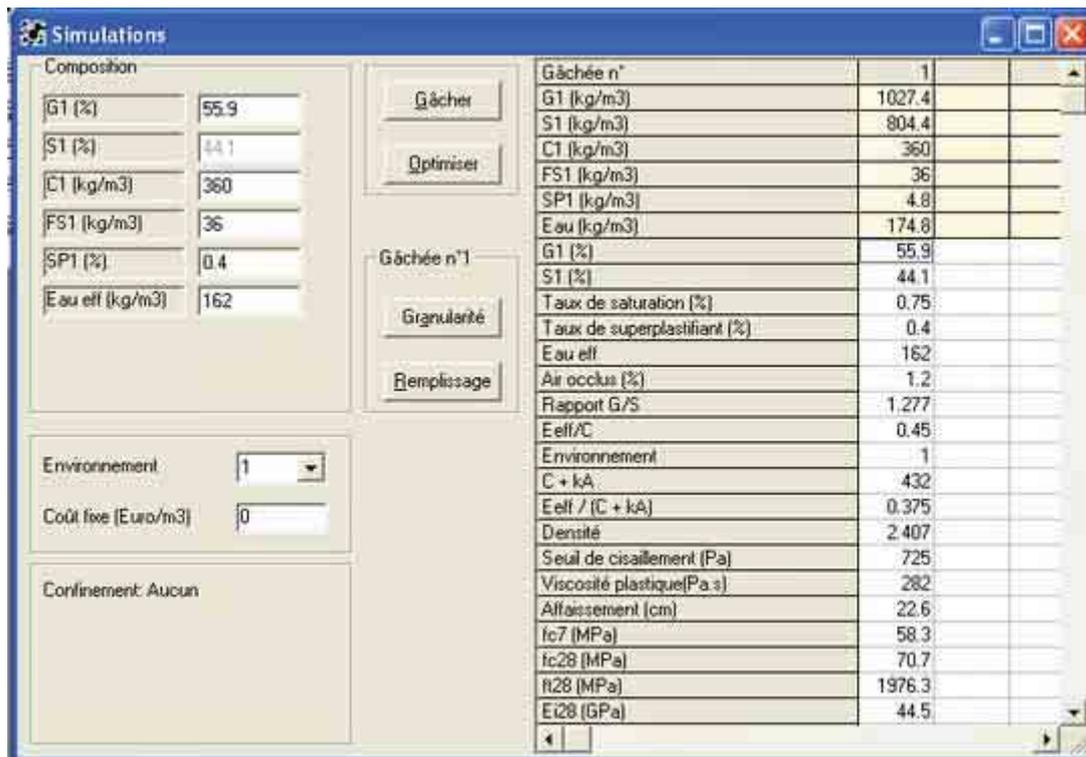
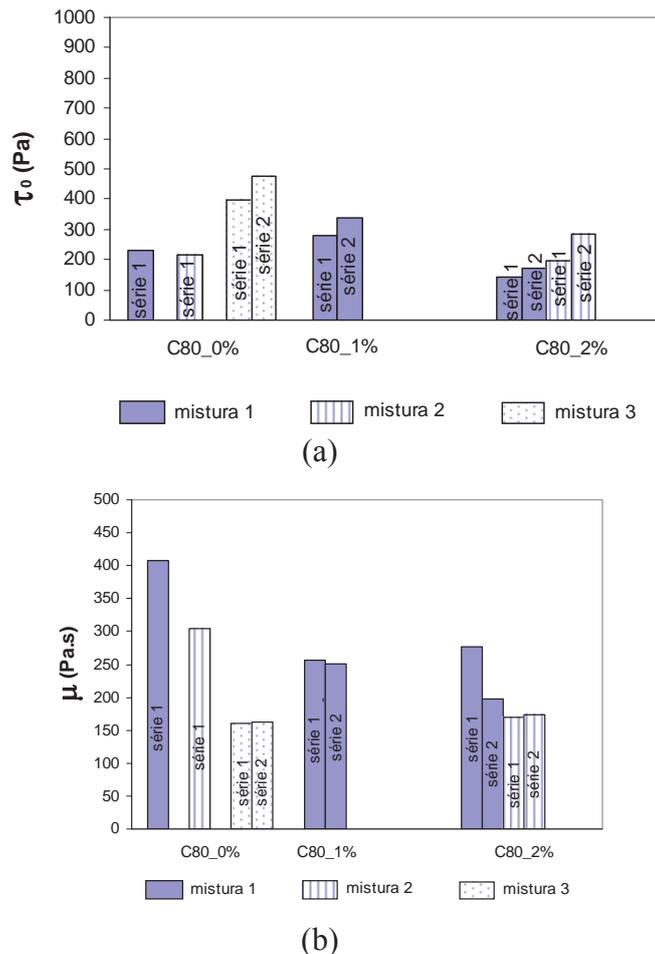


Figura A.7 Resultados teóricos das propriedades do concreto de referência classe 60 usando programa computacional Betonlab Pro2®.

## Apêndice B: Dados para o capítulo 6

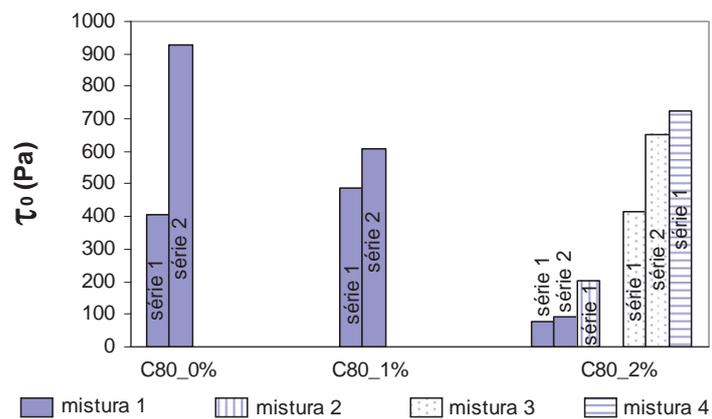
### B.1 Reologia

A Figura B.1 mostra os *resultados individuais* de reologia dos concretos classe C80, contendo 0, 1 e 2% de ARR, ajustados pelo modelo de Bingham, para  $t = 10$  min, apresentados na Tabela 6.1.

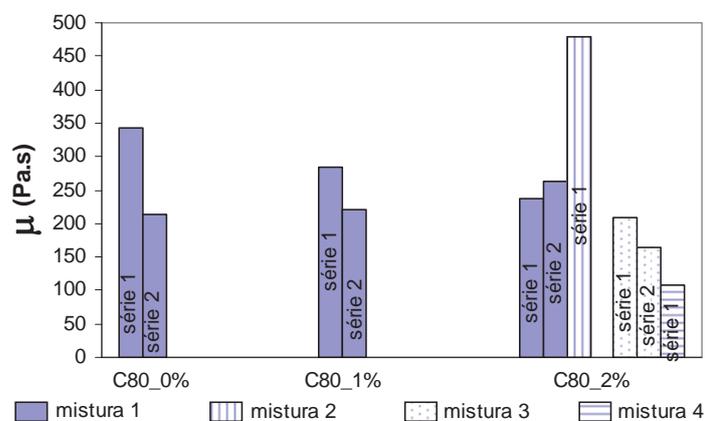


**Figura B.1 - Concretos C80 - Resultados individuais de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados para  $t = 10$  min após a adição da água ao cimento: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

A Figura B.2 mostra os *resultados individuais* de reologia dos concretos C80, contendo 0, 1 e 2% de ARR, ajustados pelo modelo de Bingham, para  $t = 50$  min, apresentados na Tabela 6.2.



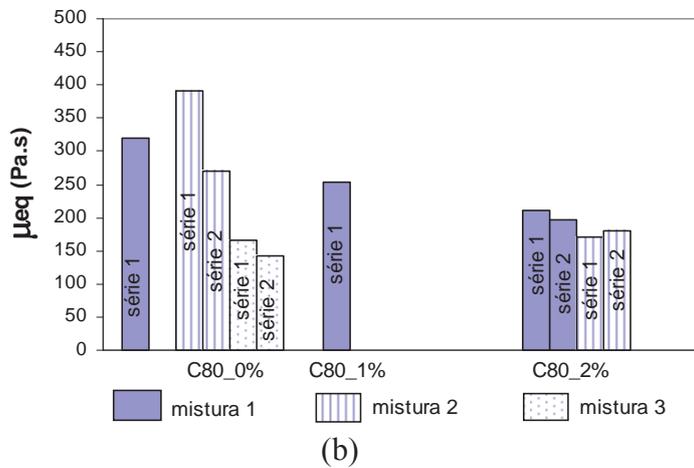
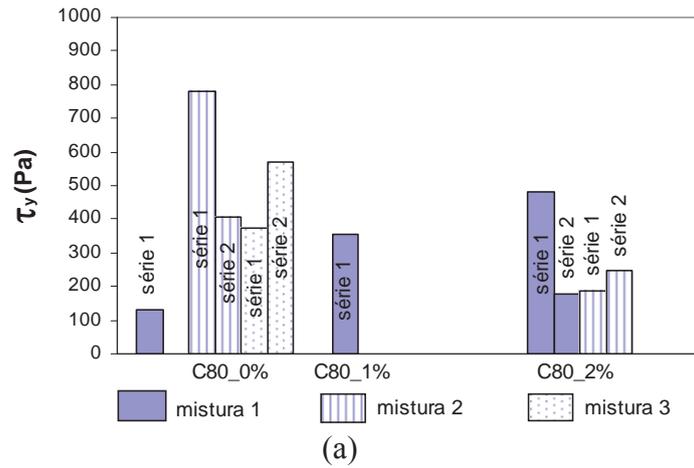
(a)



(b)

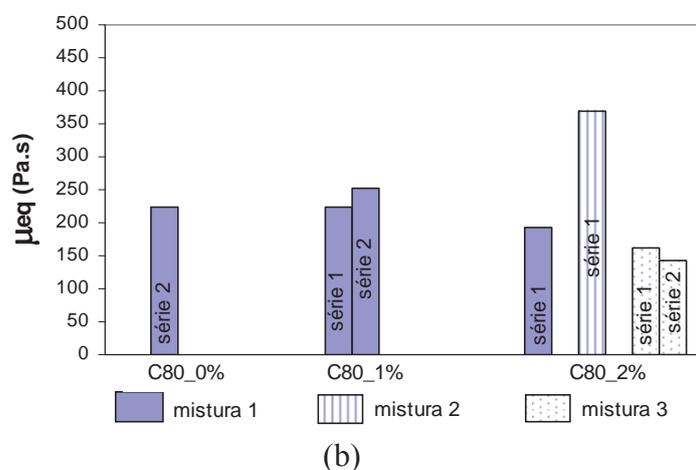
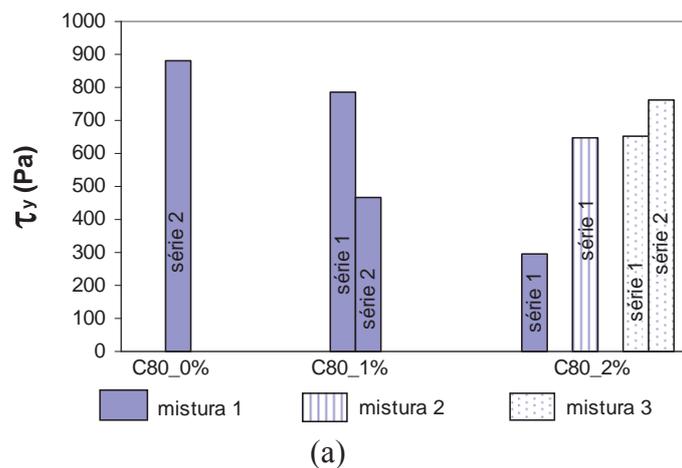
**Figura B.2 - Concretos C80 - Resultados individuais de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados para  $t = 50$  min após a adição da água ao cimento: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

A Figura B.3 mostra os *resultados individuais* de reologia dos concretos classe C80, contendo 0, 1 e 2% de ARR, para  $t = 10$  min, apresentados na Tabela 6.1, ajustados pelo modelo de Herschel-Bulkley.



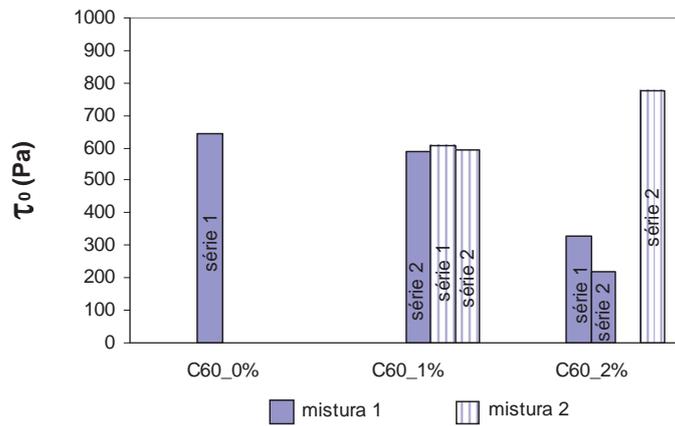
**Figura B.3 – Concretos C80 - Resultados individuais de  $\tau_y$  e  $\mu_{eq}$ , determinados para  $t = 10$  min: (a) tensão de escoamento de Herschel-Bulkley e (b) viscosidade plástica equivalente.**

A Figura B.4 mostra os *resultados individuais* de reologia dos concretos C80, contendo 0, 1 e 2% de ARR, para  $t = 50$  min, apresentados na Tabela 6.2, ajustados pelo modelo de Herschel-Bulkley.

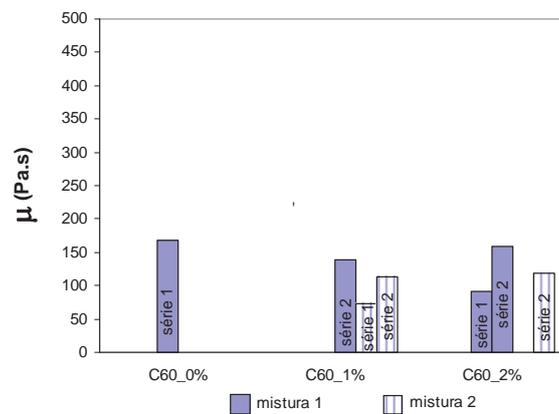


**Figura B.4 - Concretos C80 - Resultados individuais de  $\tau_y$  e  $\mu_{eq}$ , determinados com 50 minutos após a adição da água ao cimento: (a)  $\tau_y$  e (b)  $\mu_{eq}$ .**

A Figura B.5 mostra os resultados individuais de reologia dos concretos classe 60, contendo 0, 1 e 2% de ARR, com 10 min após a adição de água ao cimento, ajustados pelo modelo de Bingham, apresentados na Tabela 6.4.



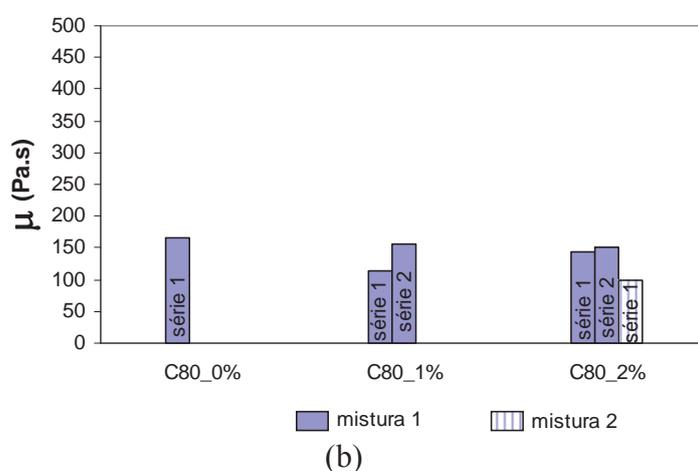
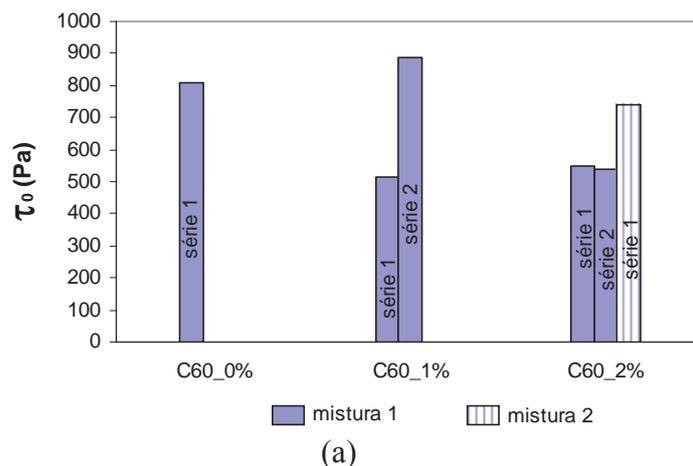
(a)



(b)

**Figura B.5 - Concretos C60 - Resultados individuais de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados com 10 minutos após a adição da água: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

A Figura B.6 mostra os *resultados individuais* de reologia dos concretos C60, contendo 0, 1 e 2% de ARR, com 50 min após a adição de água ao cimento, ajustados pelo modelo de Bingham, apresentados na Tabela 6.5.

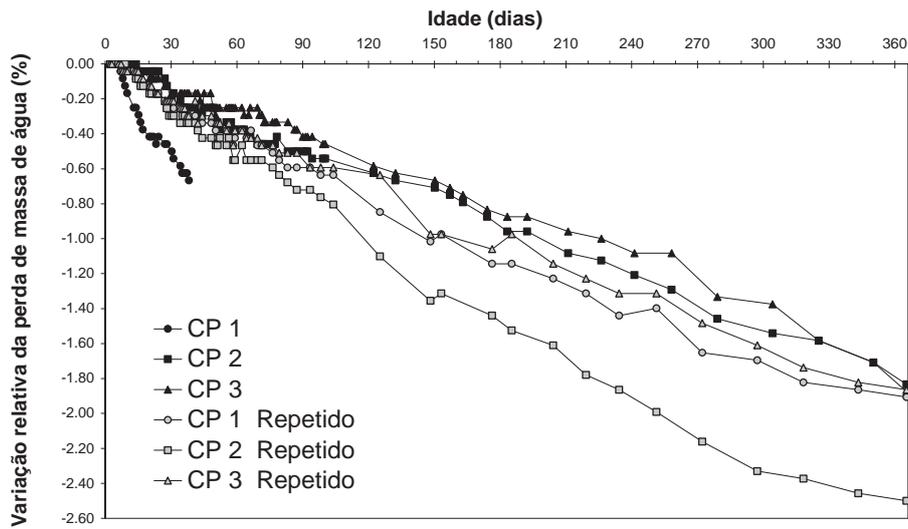


**Figura B.6 - Concretos C60 - Resultados individuais de  $\tau_0$  e  $\mu$ , determinados com 50 minutos após a adição da água: (a) tensão de escoamento de Bingham e (b) viscosidade plástica.**

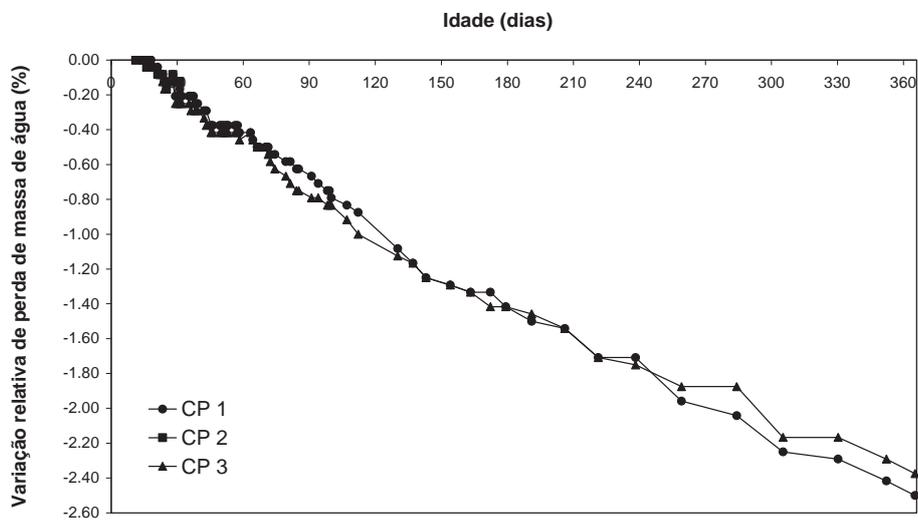
## B.2 Retração autógena

A Figura B.7 e Figura B.8 apresentam, respectivamente, os resultados individuais de variação de massa de água em relação à massa total dos concretos C80 e C60, determinados em dos corpos-de-prova prismáticos, de 75mm x 75mm x 285mm, selados e mantidos numa sala com temperatura de  $21 \pm 2$  °C.

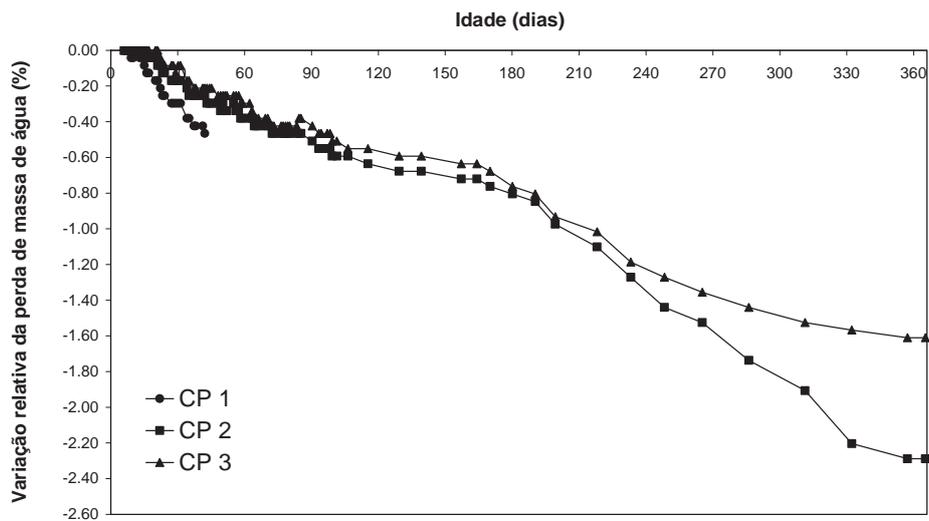
As retrações autógenas individuais livre dos concretos C80 e C60, determinadas em uma direção (variação de comprimento), numa temperatura controlada de  $T = 21^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$  versus idade, desde o patamar de percolação até a idade de 365 dias, são apresentadas na Figura B.9 e Figura B.10. A periodicidade das leituras está descrita em 5.5.2 e 5.5.3.



(a)

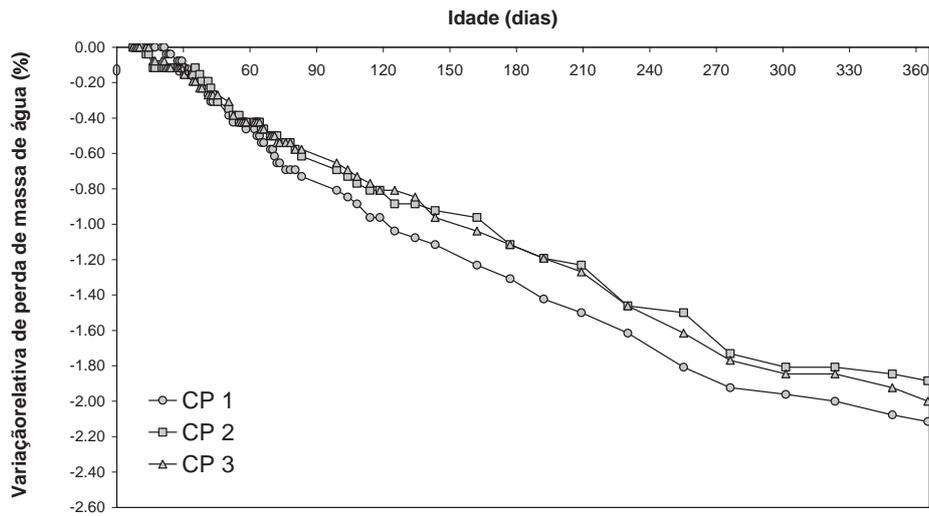


(b)

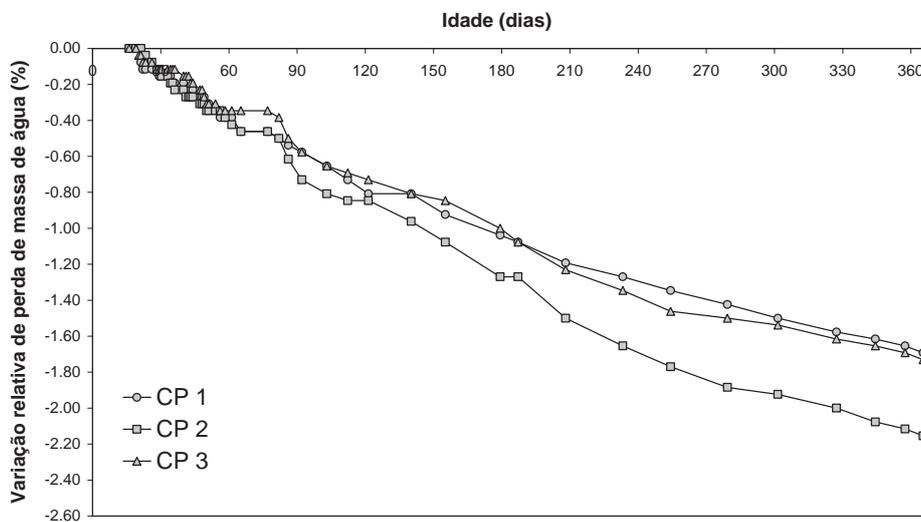


(c)

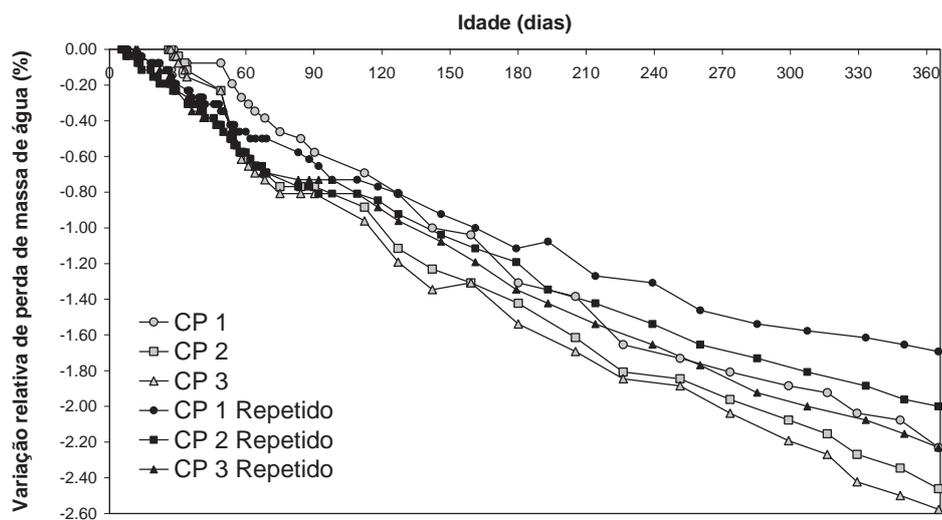
**Figura B.7 - Resultados individuais de variação de massa de água em relação à massa total dos concretos C80, em corpos-de-prova prismáticos, selados, de 75 mm x 75 mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ : (a) C80\_0; (b) C80\_1 e (c) C80\_2.**



(a)

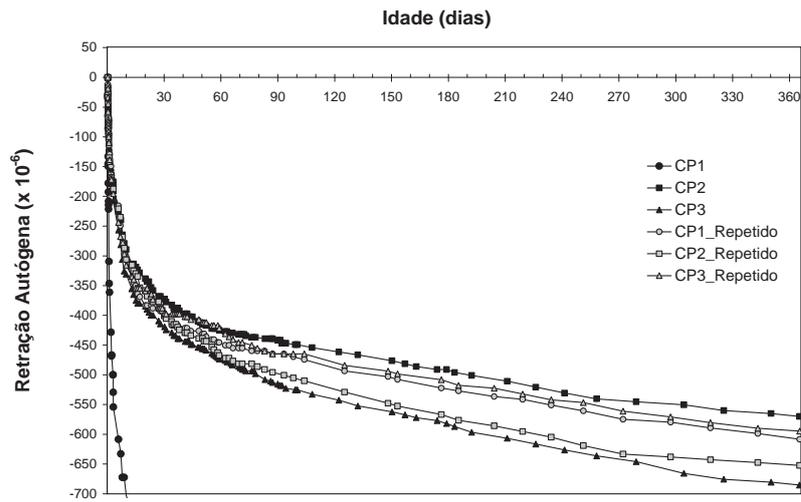


(b)

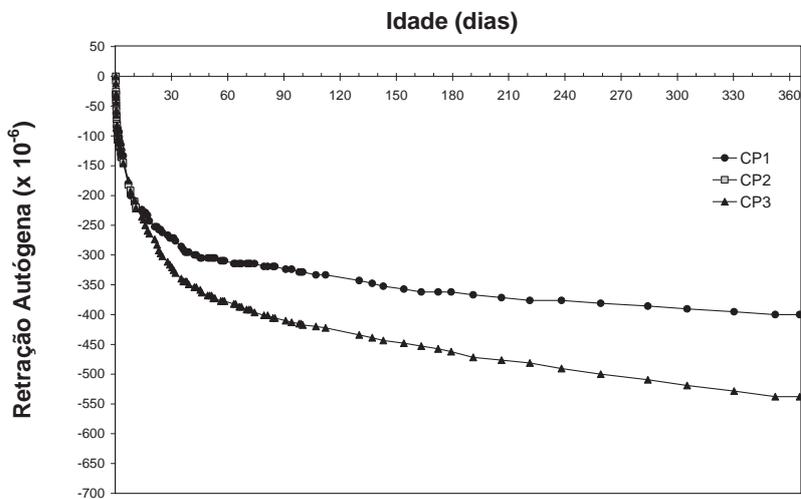


(c)

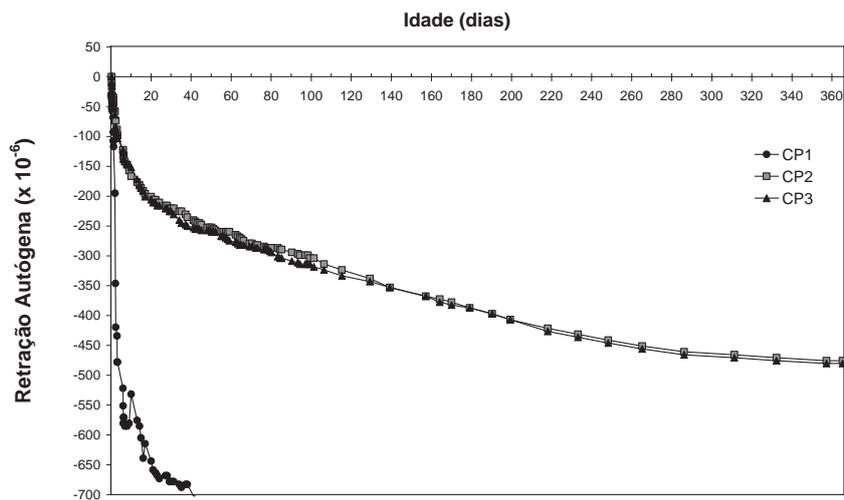
**Figura B.8 - Resultados individuais de variação de massa de água em relação à massa total dos concretos C60, em corpos-de-prova prismáticos, selados, de 75 mm x 75 mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ : (a) C60\_0; (b) C60\_1 e (c) C60\_2.**



(a)

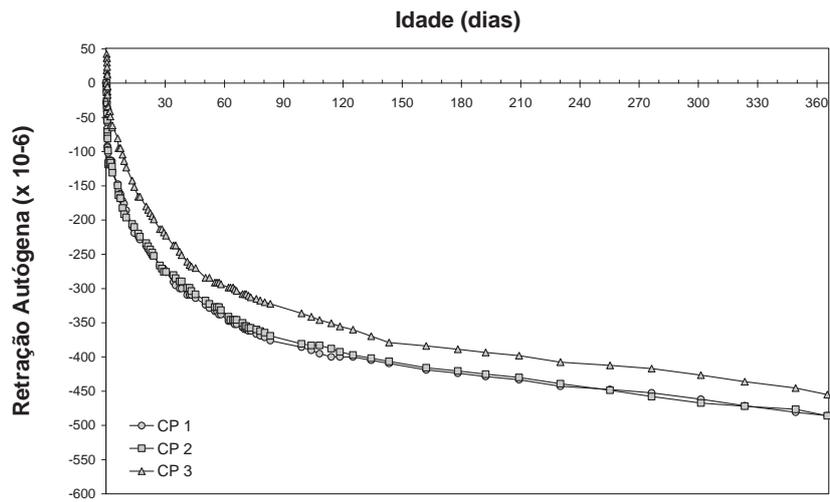


(b)

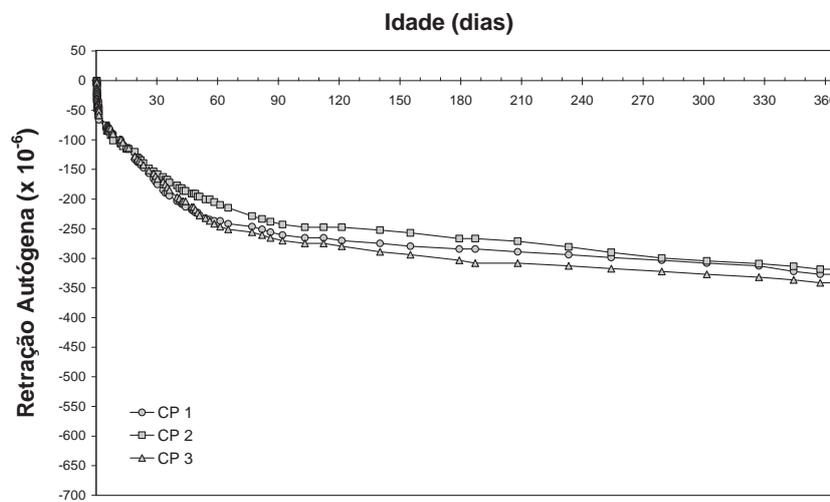


(c)

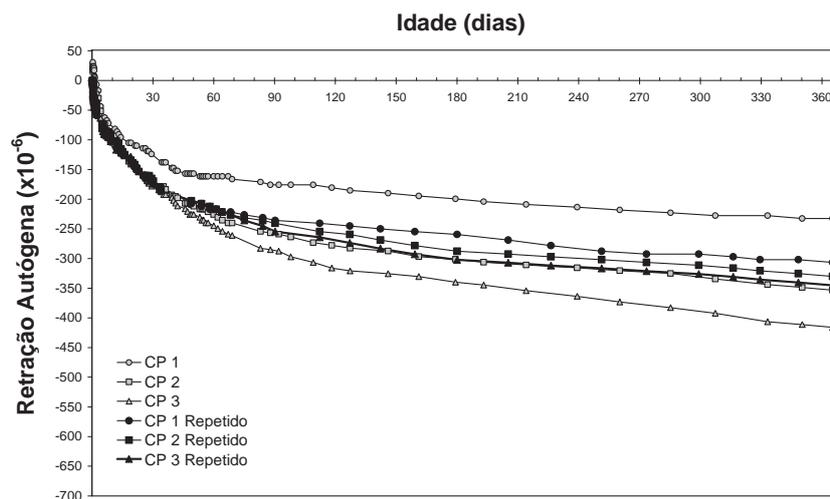
**Figura B.9 - Resultados individuais de retração autógena dos concretos C80, determinados desde o patamar de percolação (usando ultra-som) até a idade de 365 dias, em corpos-de-prova prismáticos, selados, de 7,5mm x 7,5mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ : (a) C80\_0, (b) C80\_1 e (c) C80\_2.**



(a)



(b)



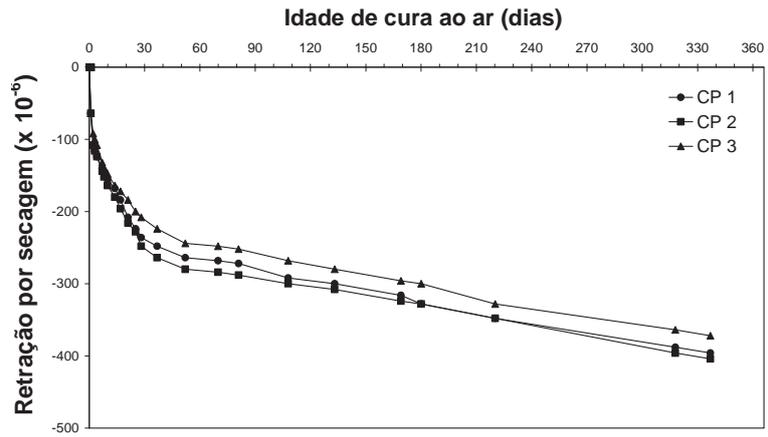
(c)

**Figura B.10 - Resultados individuais de retração autógena dos concretos C60, determinados desde o patamar de percolação (usando ultra-som) até a idade de 365 dias, em corpos-de-prova prismáticos, selados, de 7,5mm x 7,5mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ : (a) C60\_0, (b) C60\_1 e (c) C60\_2.**

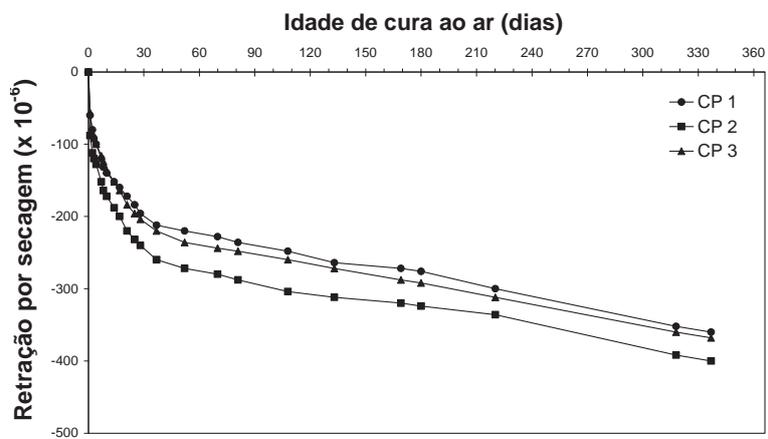
A determinação da retração autógena de cada concreto foi proposta para ser a média aritmética proveniente de três corpos-de-prova, moldados numa mesma amassada. Entretanto, nos concretos C80\_0 e C80\_2, moldados primeiramente, foi descartado um corpo-de-prova, por traço, pelo fato de um deles estar apresentando deformação muito maior que a dos outros dois, de modo que o resultado da retração autógena foi a média aritmética dos dois prismas remanescentes. A perda de um corpo-de-prova, por concreto, foi devido ao fato dele ter sofrido vibração excessiva, que culminou alterando a leitura dos extensômetros (muito sensíveis, pois medem variações dimensionais de milésimo de milímetro). A vibração excessiva foi devida provavelmente (i) ao uso de gavetas, posicionadas logo abaixo do corpo-de-prova avariado e (ii) pelo manuseio da balança para pesagem da perda de massa, situada próxima ao corpo-de-prova avariado. Detectada a causa, a metodologia foi ajustada colocando-se apoios elásticos (de borracha) entre a bancada de granito e a placa metálica, onde os primas estavam apoiados (ver Figura 5.27 e Figura 5.30). O problema foi sanado de modo que nos concretos fabricados posteriormente, os três corpos-de-prova apresentaram resultados próximos. Um problema de outra natureza acarretou a perda de um prisma da mistura C80\_1. Após a desmoldagem, um dos pinos foi cortado por um técnico, por engano, fazendo com que o comprimento ficasse pequeno o suficiente para impedir a leitura no aparelho comparador. A título de verificação da reprodutibilidade do ensaio de retração autógena, fabricou-se uma segunda mistura do C80\_0. Os três resultados individuais apresentaram-se bem próximos entre si e dentro do intervalo entre os dois prismas da primeira mistura. A retração autógena dos concretos C60 correspondeu à média aritmética de três corpos-de-prova (Figura B.8). Os resultados individuais de retração autógena do concreto C60\_2 apresentaram-se mais dispersos do que os resultados dos concretos anteriores. Este traço foi repetido e as curvas de retração dos três corpos-de-prova apresentaram-se bem próximas entre si e dentro do limite superior e inferior das curvas obtidas na primeira mistura (Figura B.8 c), resultados considerados bastante satisfatórios.

### ***B.3 Retração por secagem***

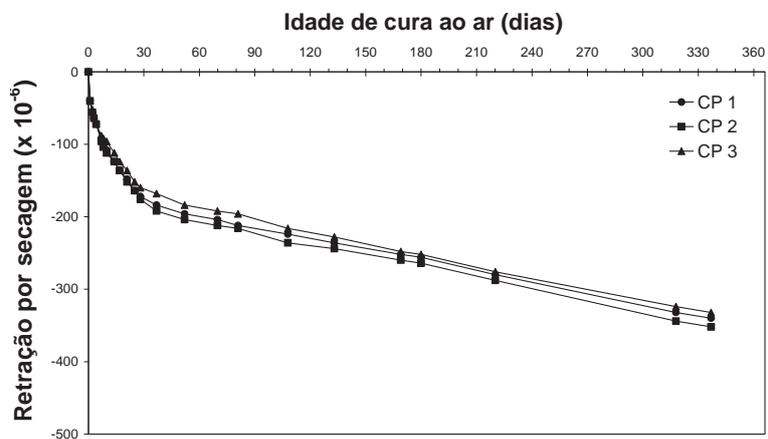
Os resultados individuais de retração por secagem dos concretos C80 e C60 são apresentados na Figura B.11 e Figura B.12, respectivamente, onde a idade correspondente ao valor zero é 28 dias, após os corpos-de prova terem permanecido submersos em água saturada com cal.



(a)

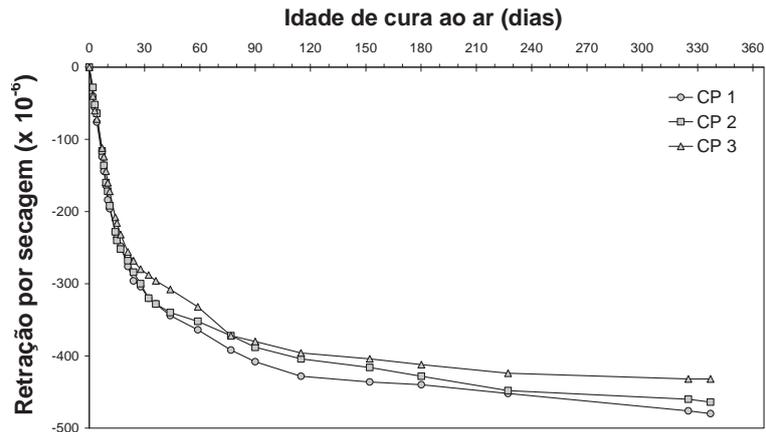


(b)

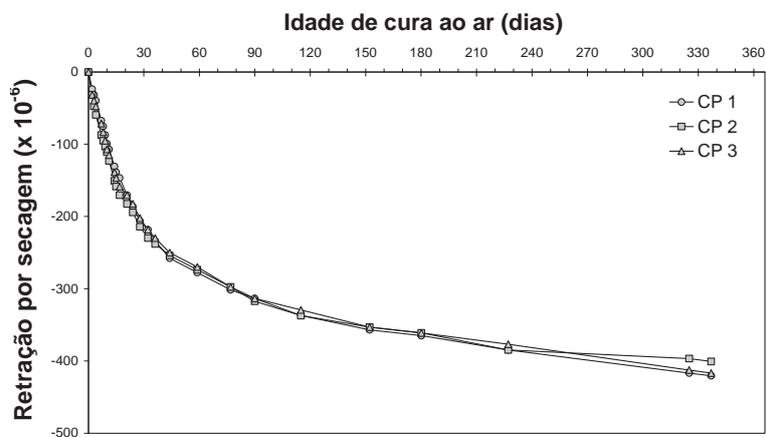


(c)

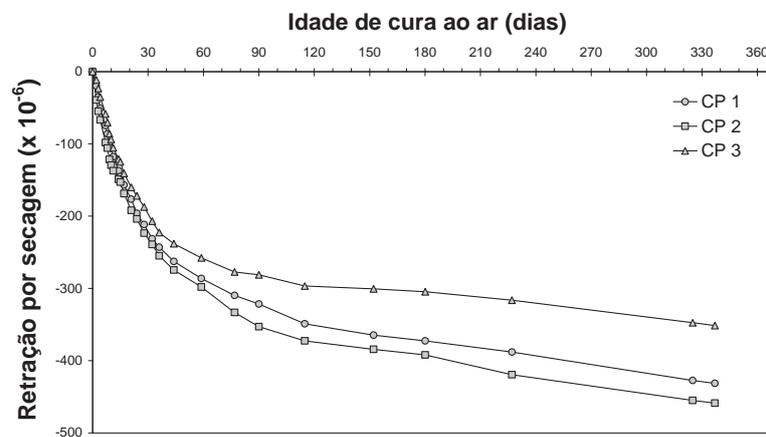
Figura B.11 - Resultados individuais de retração por secagem dos concretos C80, em corpos-de-prova prismáticos de 7,5mm x 7,5mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e  $UR = 50\% \pm 4\%$ , após 28 dias de cura submersa: (a) C80\_0; (b) C80\_1 e (c) C80\_2.



(a)



(b)

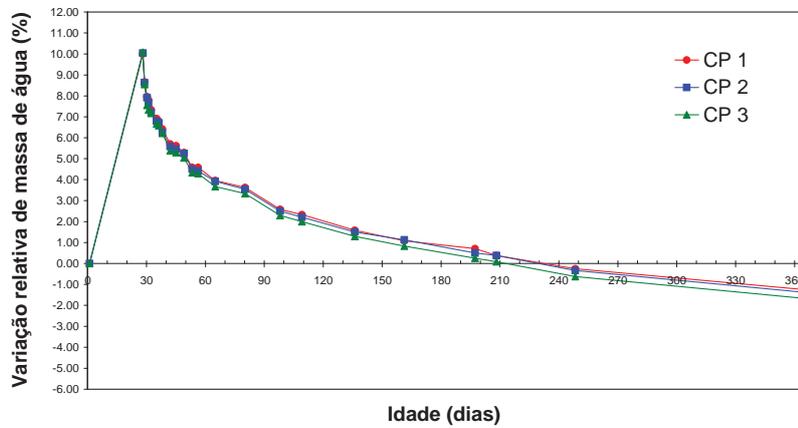


(c)

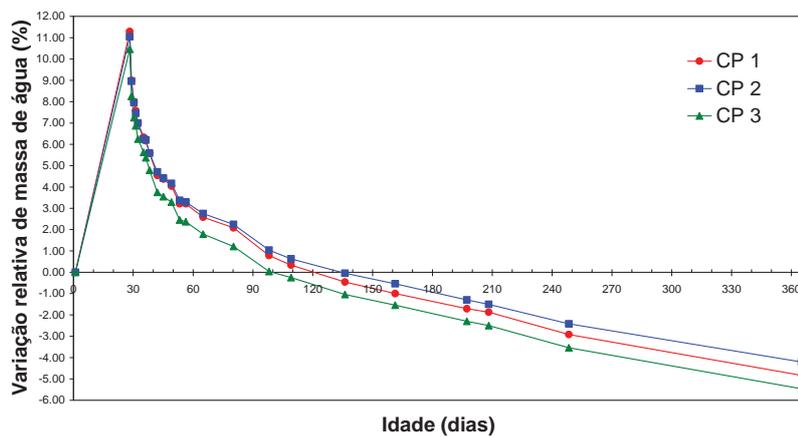
**Figura B.12 - Resultados individuais de retração por secagem dos concretos C60, em corpos-de-prova prismáticos de 7,5mm x 7,5mm x 285mm, com  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  e  $UR = 50\% \pm 4\%$ , após 28 dias de cura submersa: (a) C60\_0; (b) C60\_1 e (c) C60\_2.**

A Figura B.13 e Figura B.14 apresentam os resultados individuais de variação de massa de água em relação à massa total, determinados em dos corpos-de-prova

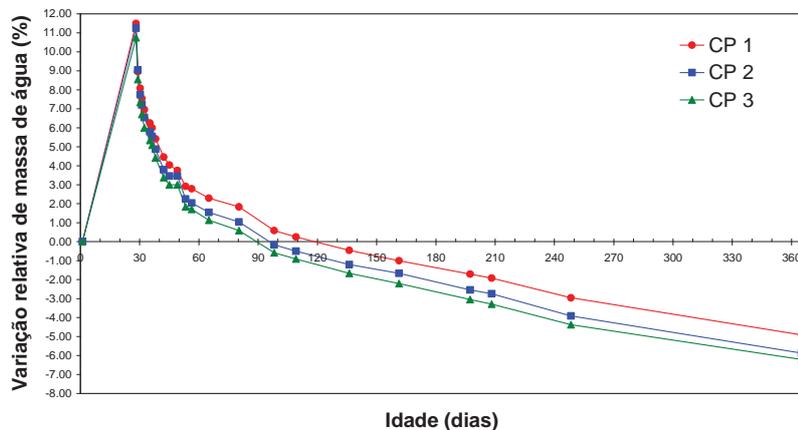
prismáticos, de 75mm x 75mm x 285mm, curados ao ar (após 28 dias de cura submersa) e mantidos numa sala com UR 50% ± 2% e temperatura de 21 ± 2 °C.



(a)

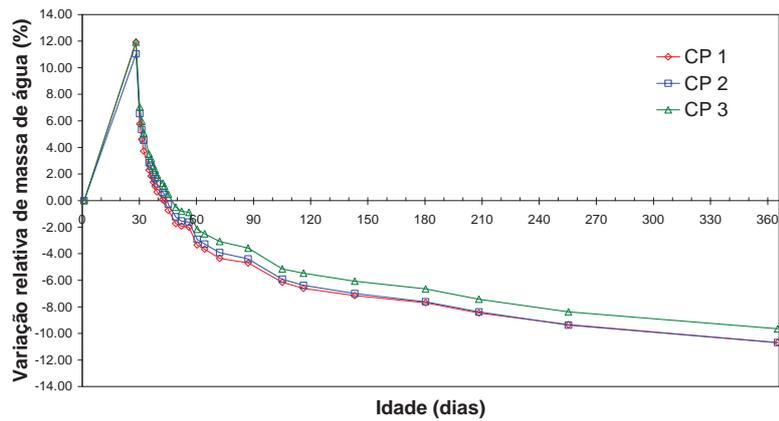


(b)

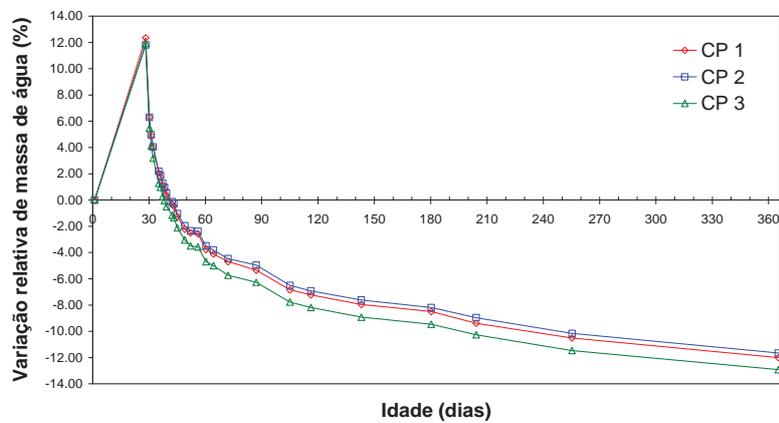


(c)

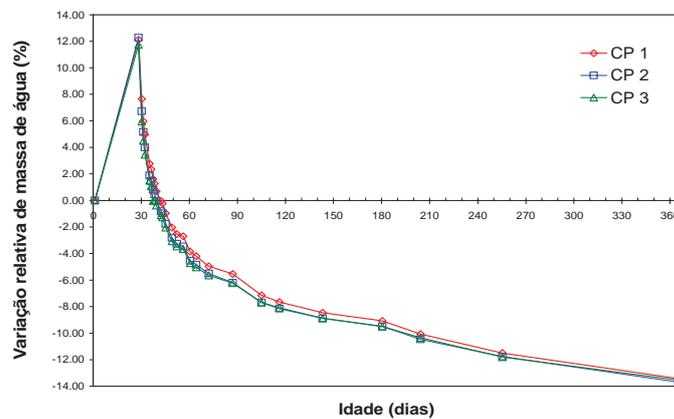
**Figura B13 - Resultados individuais de variação de massa de água em relação à água total dos concretos C80, determinados em corpos-de-prova prismáticos, curados ao ar numa sala com UR 50% ± 2% e T = 21°C ± 2°C: (a) C80\_0, (b) C80\_1 e (c) C80\_2.**



(a)



(b)



(c)

**Figura B.14 - Resultados individuais de variação de massa de água em relação à água total, dos concretos C60, determinados em corpos-de-prova prismáticos, curados ao ar numa sala com UR  $50\% \pm 2\%$  e  $T = 21^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ : (a) C80\_0, (b) C80\_1 e (c) C80\_2.**

## ***B.4 Resistência à compressão***

A Tabela B.1 e a Tabela B.2 apresentam os resultados individuais de resistência à compressão dos concretos C80 e C60, nas diversas idades investigadas, para diferentes

teores de superplastificante. Também são mostrados os abatimentos, determinados para cada mistura, em três intervalos regulares de tempo:  $t = 10$ ,  $t = 40$  e  $t = 60$  minutos da adição da água ao cimento.

**Tabela B.1 - Resultados individuais de resistência à compressão dos concretos classe C80, nas diversas idades estudadas.**

Mistura	% de sólidos do sp	Abatimento (mm)	Resistência à compressão (MPa)						
			1 dia	3 dias	7 dias	28 dias	90 dias	180 dias	360 dias
C80_0	0,35	210	-	-	68,7	87,5	91,3	94,8	-
		200	-	-	68,3	89,0	90,8	94,4	-
		180	-	-	A	89,9	94,1	A	-
	0,35	190	-	-	73,2	84,3	-	-	-
		-	-	-	73,6	84,1	-	-	-
		-	-	-	A	84,5	-	-	-
	0,40	210	-	-	76,0	90,4	96,7	97,2	100,9
		205	-	-	77,0	92,6	96,1	96,6	96,7
		-	-	-	79,0	93,9	A	A	99,5
	0,45	210	-	-	74,7	89,4	93,1	92,8	-
		200	-	-	76,5	88,0	93,2	94,2	-
		170	-	-	A	90,5	A	A	-
	0,45	215	44,2	63,7	78,2	87,3	-	-	-
		200	45,6	69,0	77,9	91,8	-	-	-
		180	45,0	64,8	A	98,5	-	-	-
C80_1	0,45	215	-	-	75,1	94,5	97,2	100,9	98,9
		210	-	-	79,2	93,7	96,4	99,0	100,5
		200	-	-	A	90,5	A	A	97,3
	0,45	200	-	-	80,0	94,6	96,8	99,5	-
		180	-	-	79,2	93,6	97,5	99,1	-
		-	-	-	77,3	94,0	A	A	-
	0,45	215	36,4	59,4	73,3	84,5	-	-	-
		205	36,0	66,0	72,3	89,2	-	-	-
		195	36,1	63,7	A	82,1	-	-	-
C80_2	0,35	225	-	-	70,5	83,9	87,5	90,5	-
		220	-	-	70,1	81,0	89,6	A	-
		180	-	-	70,3	83,5	85,9	A	-
	0,35	225	-	-	68,9	82,8	86,9	90,3	-
		195	-	-	70,5	A	A	88,2	-
		180	-	-	72,1	83,2	A	A	-
	0,40	220	-	-	68,5	87,8	-	-	-
		190	-	-	72,2	86,8	-	-	-
		-	-	-	70,8	83,0	-	-	-
	0,45	220	-	-	71,3	82,9	89,5	-	95,5
		200	-	-	70,8	87,7	89,8	-	101,8
		180	-	-	70,3	88,3	90,3	-	94,4
	0,45	210	-	-	71,0	83,7	85,0	-	92,9
		190	-	-	A	85,4	92,5	-	94,7
		180	-	-	69,0	A	93,1	-	93,5
	0,45	225	32,1	56,8	65,4	83,0	89,8	-	-
		205	33,1	57,1	68,0	83,6	89,3	-	-
		180	A	57,4	A	85,1	A	-	-

Nota: Os três resultados de abatimento são referentes a  $t = 10$ , a  $t = 40$  e a  $t = 60$  minutos da adição da água ao cimento, respectivamente. As células assinaladas com 'A', significa que o ensaio foi avariado devido a uma ruptura errada ou o valor se afastou da média mais que 10%. As células assinaladas com '-' significa que não foi moldado corpo-de-prova.

**Tabela B.2 - Resultados individuais de resistência à compressão dos concretos classe C60, nas diversas idades estudadas.**

Mistura	% de sólidos do sp	Abatimento (mm)	Resistência à compressão (MPa)						
			1 dia	3 dias	7 dias	28 dias	90 dias	180 dias	360 dias
C60_0	0,30	210	-	-	58,3	66,8	69,0	72,9	-
		200	-	-	60,9	68,5	71,4	73,6	-
		160	-	-	57,8	67,8	70,2	74,0	-
	0,40	215	-	-	60,3	68,2	71,2	74,0	75,8
		210	-	-	59,7	67,4	71,6	73,7	72,4
		200	-	-	A	67,8	A	74,0	73,5
	0,40	210	26,8	41,1	-	62,7	-	-	-
		20,5	27,4	41,9	-	66,4	-	-	-
		190	26,7	40,5	-	69,9	-	-	-
C60_1	0,40	220	-	-	61,0	70,0	74,0	74,2	-
		210	-	-	61,6	71,4	73,0	76,5	-
		200	-	-	A	66,1	A	78,0	-
	0,40	220	-	-	59,2	69,1	70,5	76,2	78,6
		200	-	-	63,2	70,8	75,9	74,6	73,7
		180	-	-	A	70,3	A	A	A
	0,40	225	25,8	45,8	-	71,4	-	-	-
		210	26,0	43,7	-	67,0	-	-	-
		200	26,9	43,3	-	66,0	-	-	-
C60_2	0,30	215	-	-	A	A	67,9	71,5	-
		200	-	-	A	A	67,7	70,9	-
		160	-	-	A	A	A	A	-
	0,30	215	-	-	A	63,5	-	-	-
		160	-	-	A	64,2	-	-	-
		140	-	-	A	67,7	-	-	-
	0,40	225	-	-	A	65,4	69,9	-	-
		210	-	-	A	66,2	67,1	-	-
		210	-	-	A	64,4	A	-	-
0,40	220	-	-	58,6	69,8	67,0	71,8	72,2	
	210	-	-	61,6	67,7	70,3	70,8	69,0	
	210	-	-	54,2	65,1	A	A	-	
0,40	235	20,3	38,7	-	62,1	-	-	-	
	220	20,8	38,9	-	64,6	-	-	-	
	210	20,8	38,7	-	62,7	-	-	-	

Nota: Os três resultados de abatimento são referentes ao t = 10, t = 40 e t = 60 minutos da adição da água ao cimento, respectivamente. As células assinaladas com 'A', significa que o ensaio foi avariado devido a uma ruptura errada. As células assinaladas com '-', significa que não foi moldado corpo-de-prova.

Os corpos-de-prova dos 3 primeiros concretos C60\_2, aos 7 dias de idade, foram rompidos numa outra prensa (por motivo de manutenção da prensa Shimadzu, utilizada no estudo) e apresentaram resultados muito abaixo do esperado, razão pela qual não foram computados na análise de resultados. Apenas os resultados da última mistura entraram na análise, pois os corpos-de-prova forma rompidos na prensa Shimadzu, já em perfeito funcionamento.

Para todos os concretos produzidos foi determinada a consistência pelo ensaio de abatimento do tronco de cone. Esse ensaio foi realizado em três intervalos de tempos regulares, respectivamente com 10 min, 40 min e 60 min após a adição da água ao cimento. A primeira determinação coincide com o término da mistura.

Os resultados estão muito próximos aos obtidos nos concretos para determinação das propriedades reológicas. Os concretos com teor de superplastificante no ponto de saturação ou muito próximo dele (0,45% nos concretos C80 e 0,40 nos concretos C60) apresentaram resistências mais elevadas, além da perda de abatimento em função do tempo ter sido mais lenta, provavelmente porque a dispersão das partículas finas (cimento e principalmente sílica ativa) foi melhor. Decorridos 50 minutos do término da mistura, os concretos ainda podiam ser lançados por bomba.

O crescimento médio entre idades foi da ordem de 70% entre 1 e 3 dias, 30% entre 3 e 7 dias e de 15% entre 7 e 28 dias. Após essa idade até 360 dias o crescimento médio foi de 10%. Esses números estão compatíveis com o crescimento esperado para concretos fabricados com cimento CPV (de alta resistência inicial) cuja evolução é grande nas primeiras idade e lenta em idades mais avançadas, em virtude do grande teor de  $C_3S$ , da finura elevada e provavelmente também ao fato da intensa reação pozolânica.